

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب – البليدة 1

Université Saad Dahlab Blida 1



كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج



MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixte

THÈME

ETUDE CAPACITAIRE D'UN BATIMENT (R+6) EN CHARPENTE ET
MIXTE A USAGE D'HABITATION

Étudié et réaliser par

KERDIENE Yousra & DJIDJELI Meriem

Devant le jury composé de :

Dr. ZEHAF Ahmed

U. Saad Dahleb-Blida Président

Dr. RAHMANI Khaled

U. Saad Dahleb-Blida Examineur

Dr. BENSALAH Mohamed Draïdi

E.N.S.H Promoteur

Dr. BOUKRI Mehdi

C.G.S Co-Encadreur

2022/ 2023

REMERCIEMENTS

Ce mémoire est le fruit des efforts fournis et des sacrifices consentis par plusieurs personnes que je ne pourrai oublier de remercier.

Mes remerciements s'adressent d'abord à Dieu le tout puissant créateur de toutes choses, pour son souffle et tous ses innombrables bienfaits.

*Aussi, je remercie mon promoteur de mémoire, le **Docteur BENSALAH DRAIDI Mohamed**, d'avoir accepté de m'encadrer dans la conception et l'élaboration de ce travail, et aussi pour le dévouement manifesté malgré toutes ses nombreuses occupations, aussi pour m'avoir préparé à la soutenance de mémoire.*

*Je remercie également mon Co-promoteur, le **Docteur BOUKRI Mehdi**, pour ses judicieux conseils, qui ont contribué positivement à alimenter ma réflexion.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, que tous ceux qui, de loin ou de près, ont participé à la réalisation de ce travail trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.

DEDICACES

*On remercie DIEU le tout puissant de nous avoir donné la santé et la
Volonté d'entamer et de terminer ce travail qui présente le
Fruit de plusieurs années de sacrifice.*

Je dédie ce mémoire :

*A celle que j'aime le plus au monde : **ma chère mère** qui m'a fait ce que je suis
Et qui m'a tous donnée, et à **mon cher père** pour sa patience illimitée, son encouragement,
son aide et pour ses grands sacrifices ; que dieu vous protège.
A ma sœur **Marwa** et mon frère **Mohamed** pour leur soutien,
À toute ma famille.*

*Je tiens à remercier mon promoteur **Mr. Bensalah Mohamed Draid** pour la qualité de son
encadrement exceptionnel, pour sa patience, leurs orientations, et leurs conseils durant
l'évolution de ce travail, et notre Co-promoteur **Dr. Boukri Mehdi** pour ses remarques
objectives et ses conseils avisés lors de l'élaboration de ce projet de fin d'étude.*

*Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé
De près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Djidjeli. Meriem.

DEDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du Dieu le tout puissant, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon père Ali.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère Wahiba.

A mes chers frères Ahmed, Youcef & Oussama qui n'ont pas cessés de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études ainsi que la petite princesse Tassnim. Que Dieu les protège et leurs donne la santé, la chance et le bonheur.

A mes défunts grands-pères, Ahmed KERDIENE et Tahar MENOUR, ainsi que mon défunt cousin Abdellah KERDIENE. Que Dieu leurs accorde sa miséricorde et les accueille dans son vaste paradis.

Sans oublier mon petit chaton Minou.

Kerdiene yousra

Résumé :

Le présent travail a pour objective l'étude capacitaire de types de structures une métallique et l'autre structure mixte. Ces derniers sont constitués d'un rez-de-chaussée et 6 étages à usage d'habitations de forme régulière implanté dans la commune Ouled Fayet 213 dans la Wilaya d'Alger. Cette région est classée en zone sismique III selon les règles parasismiques Algériennes en vigueur (RPA 99/version 2003). Le présent travail nous a permis de réaliser l'étude et le dimensionnement de ces deux types de structures et de les vérifiées vis-à-vis des conditions de résistance prescrites par les règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA99 version 2003). Par la suite une analyse capacitaire (statique non linéaire) de ces deux structures a été réalisée en utilisant la méthode PUSHOVER avec le logiciel de calcul de structures ETABS afin de pour comparée leurs niveaux de performances sismiques. Les résultats de cette analyse ont montré que la structure mixte présente des niveaux de performances sismiques élevé en termes d'effort tranchant et de déplacements par rapport à celle métalliques.

Mots clés : Bâtiment en charpente métallique et Mixte, RPA99/2003, Capacité, Analyse Pushover, Vulnérabilité sismique, Performance.

ملخص

يهدف العمل الحالي إلى دراسة قدرة أنواع من الهياكل إحداها معدنية والأخرى بنية مختلطة. يتكون الأخير من طابق أرضي و 6 طوابق للاستخدام السكني المنتظم يقع بجماعة أولاد فايت بولاية الجزائر العاصمة. تصنف هذه المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية III حسب القواعد الزلزالية الجزائرية المعمول بها (RPA 99/version 2003). سمح لنا هذا العمل بإجراء دراسة وأبعاد هذين النوعين من الهياكل والتحقق منها فيما يتعلق بظروف المقاومة المنصوص عليها في القواعد الزلزالية الجزائرية المعمول بها (RPA99 version 2003). بعد ذلك، تم إجراء تحليل القدرة (الثابتة غير الخطية) لهذين الهيكلين باستخدام طريقة PUSHOVER مع برنامج الحساب الهيكلي ETABS من أجل مقارنة مستويات الأداء الزلزالي لهما. أظهرت نتائج هذا التحليل أن الهيكل المختلط يقدم مستويات عالية من الأداء الزلزالي من حيث قوة القص والإزاحة مقارنة بالهيكل المعدني.

الكلمات المفتاحية: بناء الإطار المعدني والمختلط، RPA99/2003، السعة، تحليل الدفع الزائد، قابلية التأثر بالزلازل، الأداء.

Abstract :

The present work aims to study the capacity of types of structures, one metallic and the other mixed structure. The building consists of a ground floor and 6 floors for regular residential use located in Ouled Fayet in the city of Algiers. This region is classified in seismic zone III according to the Algerian seismic rules in force (RPA 99/version 2003). This work allowed us to carry out the study and dimensioning of these two types of structures and to verify them with respect to the resistance conditions prescribed by the Algerian seismic rules in force (RPA99 version 2003). Subsequently, a capacity analysis (non-linear static) of these two structures was carried out using the PUSHOVER method with the ETABS structural calculation software in order to compare their seismic performance levels. The results of this analysis showed that the mixed structure presents high levels of seismic performance in terms of shear force and displacements compared to the metallic one.

Keywords: Metal and Mixed Frame Building, RPA99/2003, Capacity, Pushover Analysis, Seismic Vulnerability, Performance.

Sommaire

REMERCIEMENTS	
DEDICACES	
DEDICACES	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des Symboles	
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage	4
I.2.1. Données géométriques du projet	4
I.2.2. Localisation et données concernant le site	5
I.2.3. Matériaux utilisés.....	5
I.2.3.1. Acier	5
I.2.3.2. Béton.....	6
I.2.4. Compositions des éléments structuraux.....	8
I.2.4.1. Les poteaux	8
I.2.4.2. Les poutres	9
I.2.4.3. Plancher courant	9
I.2.4.4. Plancher terrasse.....	11
I.2.4.5. Les connecteurs	11
I.2.4.6. Les escaliers	11
I.2.4.7 Système de contreventement :.....	12
I.2.4.8. L'acrotère.....	12
I.2.4.9. La contrainte du sol	12
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments de résistances	
II.1. Introduction	14
II.2. Etude d'un plancher collaborant	14
II.2.1. Hypothèse de calcul.....	15
II.3. Estimation des charges des planchers	15
II.4. Pré-dimensionnement des éléments de résistances.....	16
II.4.1. Dimensionnement des solives	16
II.4.1.1. Dimensionnement de la solive au niveau du plancher terrasse	17
II.4.1.2. Dimensionnement de la solive au niveau d'Etage courant.....	25
II.4.2. Pré-dimensionnement de la poutre secondaire.....	26
II.4.2.1. Dimensionnement de la poutre secondaire au niveau de la terrasse	26

II.4.2.2. Dimensionnement de la poutre secondaire au niveau de l'étage courant	31
II.4.3. Dimensionnement de la poutre principale	32
II.4.3.1. Dimensionnement de la poutre principale au niveau terrasse	32
II.4.3.2. Dimensionnement de la poutre principale d'étage courant	38
II.4.4. Pré- dimensionnement des poteaux	39
II.4.4.1. Introduction.....	39
II.4.4.3. Dimensionnement de poteau centrale au niveau de Plancher terrasse .	39
II.4.4.4. Dimensionnement de poteau au niveau de l'étage courant	40
II.4.4.5. Vérification de poteau	41

CHAPITRE III : Etude Climatique

III .1. Introduction	46
III .2. Action de la neige	46
III.2.1. Calcule de la charge de neige.....	46
III.2.1.1. Détermination de la charge S_k	46
III.2.1.2. Détermination du coefficient de forme des toitures(μ) :.....	47
III.3. Action du vent	47
III.3.1. Introduction.....	47
III.3.3. Principe de calcul	48
III.3.4. Direction V_1	48
III.3.4.1. Paramètre de calcule	49
III.3.4.2. Coefficient de pression (cf. RNV2013.chapitre.5)	51
III.3.4.3. La pression aérodynamique et l'action d'ensemble.....	57
III.5.2. Coefficient de pression	61
III.5.2.1. Calcul des coefficients de pression extérieure.....	61
III.5.2.2. Calcul des coefficients de pression intérieure	63
III.5.2.3 Coefficient dynamique C_d	63
III.5.2.4. Calcul de la force de frottement.....	64
III.5.3. La pression aérodynamique	64

Chapitre IV : Etudes des éléments secondaires

IV.1. Introduction.....	67
IV.2. l'acrotère	67
IV.2.1. Introduction.....	67
IV.2.2. Calcul des charges agissantes sur l'acrotère	68
IV.2.3. Calcul de l'excentricité.....	69
IV.2.4. Calcul en flexion simple	69
IV.2.5. Calcul en flexion composée.....	70
IV.2.6. Vérification à l'ELS	71
IV.3. Escalier.....	71
IV.3.1. Introduction.....	71
IV.3.2. Pré-dimensionnement des marches	72
IV.3.3. Dimensionnement des éléments porteurs	73

IV.3.3.1. Pré-dimensionnement de la cornière (support de marche).....	73
IV.3.3.2. Pré-dimensionnement de la poutre Limon	76
IV.4. Conclusion	80

Chapitre V: Etude dynamique

V.1. Introduction	82
V.2. Choix de la méthode de calcul.....	82
V.2.1. Méthode statique équivalente.....	82
V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	83
V.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	83
V.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003	83
V.4. Condition d'application de la méthode statique équivalente	84
V.5. Présentation de l'ouvrage	85
V.6. Évaluation de la force sismique.....	88
V.7. Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA/2003	93
V.7.1. Vérification de l'Effort tranchant à la base	93
V.7.2. Vérification de La période est représenté dans l'article 4.2.4 de RPA99/03	94
V.7.3. Vérification des déplacements latéraux inters étage	94
V.7.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	95
V.5. Conclusion.....	95

Chapitre VI : Vérification des éléments de résistance de la structure

VI.1. Introduction.....	97
VI.2. Vérification de la poutre principale IPE400	97
VI.3. Vérification de la poutre secondaire HEA160	99
VI.5. Vérification du poteau HEB450	101
VI.6. Vérification de la stabilité verticale (Contreventement).....	107
VI.7. Conclusion	109

Chapitre VII : Étude des assemblages

VII.1. Introduction.....	111
VII.2. Fonctionnement des assemblages	111
VII.3. Rôle des assemblages	112
VII.4. Calcul des assemblages	112
VII.4.1. Assemblage poteau-poutre par platine	112

Chapitre VIII : La structure mixte

VIII.1 Introduction	128
VIII.2 Principe de fonctionnement	128
VIII.2.1 Aspects architecturaux.....	129
VIII.2.2 Aspects économiques.....	129
VIII.2.3 Résistance au feu de la structure mixte.....	129
VIII.3 Eléments de construction	130

VIII.3.1 Les poutres mixtes	130
VIII.3.2 Les dalles mixtes (planchés collaborant)	130
VIII.3.3 Les poteaux mixtes	130
VIII.3.3.1 Méthodes de calcul.....	131
VIII.3.3.3 Etude dynamique de la structure mixte	140
VIII.3.3.4 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axial	149

CHAPITRE IX : Méthodologie d'évaluation de la capacité des structures métalliques et mixtes

IX.1 Introduction.....	160
IX.2 Méthodes de calcul de l'action sismique (aspect réglementaire).....	160
IX.2.1. Méthodes d'analyses linéaires	160
IX.2.2. Méthodes d'analyses non-linéaires	161
IX.3. Le comportement non linéaire de la structure.....	162
IX.3.1. Système non linéaire	162
IX.3.2. Les causes des non linéarités	162
IX.3.3. Types des non linéarités	163
IX.4. Etat de l'art sur les lois de comportement des éléments résistant	163
IX.4.1. Modèle de comportement non linéaire	163
IX.5. Lois de comportement du béton armé	165
IX.5.1. Confinement du béton armé.....	165
IX.5.1.1. Paramètres influents	166
IX.5.1.2. Revue sur les différents modèles analytiques.....	166
IX.6.2.2. Le modèle du béton non confiné	168
IX.6. Section fibre	170
IX.7. Définition de l'analyse statique non linéaire (PUSH OVER).....	171
IX.7.1. But de l'analyse Pushover	172
IX.7.2. Limitation de la méthode.....	173
IX.7.3. Paramètres de l'analyse Pushover	173
IX.7.3.1. La distribution de la force latérale	173
IX.7.3.2. Concept de la rotule plastique	175
IX.7.3.3. Le déplacement cible	176
IX.7.3.4. Courbes de capacité	179
IX.9.3.5. Niveaux de performance	181
IX.10. Conclusion	182

CHAPITRE X : Analyse capacitaire de la structure métallique et mixte

X.1. Introduction	184
X.2. Etape de l'analyse capacitaire	184
X.3. Définition de comportement non linéaire des matériaux	185
X.3.1. Béton.....	185
X.3.2. Acier (armatures).....	185
X.3.3. Acier (profilé).....	186

X.3.4. Rotules plastiques et Critères d'acceptation	187
X.4. Définition de comportement non linéaire des éléments résistant (poteau, poutre et contreventement).....	188
X.5. Définition de chargement de l'analyse Push-Over	191
X.6. Résultantes de l'analyse capacitaire	193
X.6.1. La courbe de capacité	193
X.6.2. Interprétation des résultats	199
X.7. Idéalisation des courbes de capacité	200
X.8. Conclusion.....	202

CHAPITRE XI : Performance sismique de la structure métallique et structure mixte

XI.1. Introduction.....	204
XI.2. Détermination de la réponse sismique.....	204
XI.3. Méthode du spectre de capacité	204
XI.4. Calcul de la performance :(Boukri 2004)	208
XI.4.1. Développement de la courbe de capacité bilinéaire	208
XI.4.2. Développement du spectre de demande élastique avec un amortissement ($\xi = 5\%$)	209
XI.4.3. Spectre de réponse proposé par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003).....	210
XI.4.4. Définition du point de performance ou demande en déplacement	211
XI.4.5. Décomposition du spectre de capacité	217
XI.4.6. Génération des courbes de fragilité (Boukri et al. 2013 ; Boukri 2014) .	218
XI.4.7. Calcul des probabilités spécifiques des catégories de dommages	220
XI.4.8. Génération de la matrice de probabilité de dommages pour la typologie de structure étudiée	220
XI.5. Analyse de la performance sismique des variantes de la structure	220
XI.5.1. Transformation et idéalisation de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	220
XI.5.2. Développement des courbes de vulnérabilité	222
XI.6. Conclusion	223
Conclusion général.....	224
Référence bibliographique.....	225

Liste des figures

Figure I. 1: Vue en plan étage courant.	4
Figure I. 2: Vue de haut "Google earth".....	5
Figure I. 3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	6
Figure I. 4: Résistance du béton à la compression.....	7
Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	8
Figure I. 6: BAC d'acier type Hi Bond 55.	9
Figure I. 7: Coupe transversale d'un plancher collaborant.	10
Figure I. 8: Constitution d'un plancher collaborant.....	11
Figure I. 9: Goujons soudés.....	11
Figure II. 1: Composition d'un plancher collaborant.	14
Figure II. 2: Composition d'un plancher terrasse.	15
Figure II. 3: Schéma de l'espacement entre solive.....	17
Figure II. 4: Schéma statique de la solive.	17
Figure II. 5: Schéma représentatif la largeur participante de la dalle pour une poutre de plancher.	21
Figure II. 6: Schéma d'un goujon.....	23
Figure II. 7: Espacement entre les goujons dans la solive (demi-portée).	25
Figure II. 8: Schéma statique de la poutre principale.	32
Figure II. 9: Poteau en IPE et HE.	39
Figure II. 10: La surface reprise par le poteau.....	40
Figure III. 1: Les directions du vent.	48
Figure III. 2: La direction du V1.	48
Figure III. 3: hauteur de référence Z_e	49
Figure III. 4: Figure pour les parois verticales.	52
Figure III. 5: Valeurs de C_{pe} pour les parois Verticals _ direction V1.....	53
Figure III. 6: Légende pour la toiture plate.....	53
Figure III. 7: Indice de perméabilité.....	55
Figure III. 8: La direction du V2.	58
Figure III. 9: hauteur de référence Z_e	59
Figure III. 10: Légende pour les parois verticales.....	61
Figure III. 11: Valeurs de C_{pe} pour les parois Verticals _ direction V2.....	62
Figure IV. 1: Dimension de l'acrotère.....	68
Figure IV. 2: Schéma statique de l'acrotère.	68
Figure IV. 3: Disposition des armatures dans l'acrotère.....	71
Figure IV. 4: Schéma représentatif d'un escalier.	72
Figure IV. 5: Vue en plan de l'escalier.....	73
Figure IV. 6: Schéma statique de palier.	73

Figure V. 1: Structure auto stable.	85
Figure V. 2: Model final.	86
Figure V. 3: Le premier mode de translation parallèle à X-X.	87
Figure V. 4: Le 2 ^{ème} mode de translation parallèle à Y-Y.	87
Figure V. 5: Le 3 ^{ème} mode de rotation.	88
Figure V. 6: Spectre de réponse.	92
Figure VII. 1: Assemblage Poteau-Poutre par platine.	113
Figure VII. 2: Schéma statique de l'assemblage (distances entre les boulons).	114
Figure VII. 3: Schéma représentatif des Efforts sollicités sur les boulons.	115
Figure VII. 4: Liaison poteau-poutre.	116
Figure VIII. 1: Exemple des types de section transversale des poteaux mixtes.	131
Figure VIII. 2: Vue 3D et en plan de la structure avec des poteaux mixtes HEB280.	140
Figure VIII. 3: Spectre de réponse.	144
Figure VIII. 4: Le premier mode de translation parallèle à X-X.	146
Figure VIII. 5: Le 2 ^{ème} mode de translation parallèle à Y-Y.	146
Figure VIII. 6: Le 3 ^{ème} mode de rotation.	147
Figure VIII. 7: Poteau partiellement et totalement enrobé.	153
Figure IX. 1: Modèle Elasto-Plastique parfait.	164
Figure IX. 2: Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage.	164
Figure IX. 3: Modèle de TAKEDA.	164
Figure IX. 4: Modèle de TAKEDA modifiée.	165
Figure IX. 5: Modèle contrainte-déformation pour le béton confiné de Mander et al. 1988.	167
Figure IX. 6: Modèle de Mander de contrainte-déformation pour le béton non confiné.	168
Figure IX. 7: Diagramme contrainte déformation de Park pour l'acier.	169
Figure IX. 8: Modélisation multifibre.	170
Figure IX. 9: La discrétisation de la section en fibre.	171
Figure IX. 10: La transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté.	172
Figure IX. 11: Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 356.	174
Figure IX. 12: Définition de la longueur de la rotule plastique.	175
Figure IX. 13: Schéma illustrant le processus par lequel la méthode du coefficient de modification du déplacement utilisée pour estimer le déplacement cible.	176
Figure IX. 14: Courbe de capacité force-déplacement idéalisée (bi-linéaire).	178
Figure IX. 15: La représentation physique des courbes de capacité.	180
Figure IX. 16: Courbe de capacité.	180
Figure IX. 17: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA 356.	181
Figure X. 1: Loi de comportement du béton en compression et en traction.	185
Figure X. 2: Loi de comportement du béton utilisée.	185

Figure X. 3: Loi de comportement de l'acier d'armature.....	186
Figure X. 4: Loi de comportement de l'acier d'armature.....	186
Figure X. 5: Loi de comportement de l'acier de profilé.....	187
Figure X. 6: Loi de comportement de l'acier de profilé utilisée.....	187
Figure X. 7: Critères d'acceptation typiques IO, LS et CP d'une rotule.....	188
Figure X. 8: Positions typiques des rotules dans un modèle de structure.	188
Figure X. 9: Définition des rotules plastiques dans ETABS (Poteau métallique et mixte, poutre et diagonale).	190
Figure X. 10: Les rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.....	190
Figure X. 11: Courbe Force-déplacement d'une rotule utilisée par le logiciel ETABS. .	191
Figure X. 12: Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Push-over.....	192
Figure X. 13: Définition du chargement Pushover latérale (sens-X).....	192
Figure X. 14: Définition du chargement Pushover latérale (sens-Y).....	192
Figure X. 15: Courbes de capacité selon la direction (X-X) pour (a) la Structure métallique, (b) la Structure mixte.....	193
Figure X. 16: Courbe de capacité selon la direction X-X pour les des deux structures (Métallique et mixte).....	193
Figure X. 17: Courbes de capacité selon la direction (Y-Y) pour (a) la Structure métallique, (b) la Structure mixte.....	194
Figure X. 18: Courbe de capacité selon la direction Y-Y pour les des deux structures (Métallique et mixte).....	194
Figure X. 19: Positions des rotules plastiques dans la file 5 selon la direction (X-X) pour (a) : La structure métallique, (b) : La structure mixte.	197
Figure X. 20: L'évolution de la rotule plastique CP selon la direction (X-X) pour (a) : Le Poteau en HEB450 de la structure métallique, (b) : Le poteau en HEB280 de la structure mixte.	197
Figure X. 21: Positions des rotules plastiques dans la file A selon la direction (Y-Y) pour (a) : La structure métallique, (b) : La structure mixte.	198
Figure X. 22: L'évolution de la rotule plastique CP selon la direction (Y-Y) pour (a) : Le Poteau en HEB450 de la structure métallique, (b) : Le contreventement en 2UPN 240/10 de la structure mixte.	198
Figure X. 23: Dimensions des poteaux utilisées pour (a) la structure métallique poteau en HEB450, (b) la structure mixte poteau en HEB280.....	199
Figure X. 24: Courbe de capacité Bilinéaire utilisées dans la direction (X-X) pour (a) la structure métallique, (b) la structure mixte.....	200
Figure X. 25: Courbe de capacité Bilinéaire utilisées dans la direction (Y-Y) pour (a) la structure métallique, (b) la structure mixte.....	200
Figure XI. 1: Schématisation du développement de la courbe du spectre de (Chopra and Goel 1999).....	206
Figure XI. 2: Conversion du spectre de réponse élastique en format ADRS (ATC 40-1996 ; Chopra 1999).....	207
Figure XI. 3: Détermination de la demande en déplacement (Point de demande).....	208
Figure XI. 4: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	209

Figure XI. 5: Procédure de définition du point de performance initial (a_{pi} , d_{pi}) par l'hypothèse des égalités des déplacements	212
Figure XI. 6: Développement du spectre de demande réduit	215
Figure XI. 7: Détermination de la période de la borne supérieure du plateau du spectre de demande réduit (T_{sr})	216
Figure XI. 8: Détermination du point de performance final de la structure.....	217
Figure XI. 9: Etats limites de dommages selon RISK-UE.....	217
Figure XI. 10: Représentation des courbes de fragilité pour 4 niveaux de dommages (FEMA 2004).....	218
Figure XI. 11: Courbe idéalisée en format ADRS de la structure métallique (a) : sens X-X (b) sens Y-Y.....	221
Figure XI. 12: Courbe idéalisée en format ADRS de la structure mixte (a) : sens X-X (b) sens Y-Y.	221
Figure XI. 13: Sens X-X.....	222
Figure XI. 14: Sens Y-Y.....	222
Figure XI. 15: Sens X-X.....	223
Figure XI. 16: Sens Y-Y	223

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Caractéristique des nuances d'acier selon CCM97	6
Tableau II. 1: Charge permanent de plancher terrasse	16
Tableau II. 2: charge permanent de plancher terrasse	16
Tableau II. 3: Evaluation de charge d'exploitation de terrasse +Etage courant.....	16
Tableau II. 4: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE160.....	18
Tableau II. 5: Les caractéristiques géométriques des goujons	23
Tableau II. 6: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase de construction)	25
Tableau II. 7: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase final).....	26
Tableau II. 8: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé HEA140	27
Tableau II. 9: Tableau récapitulatif du dimensionnement de la poutre secondaire d'étage courant (phase de construction)	31
Tableau II. 10: Tableau récapitulatif de la poutre secondaire d'étage courant (phase final)	31
Tableau II. 11: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE200.....	32
Tableau II. 12: Tableau récapitulatif de la poutre principale d'étage courant (phase de construction)	38
Tableau II. 13: Tableau récapitulatif de la poutre principale d'étage courant (phase final)	38
Tableau II. 14: Résultats de poteaux choisis.....	41
Tableau II. 15: Caractéristique du profilé HEB160.....	42
Tableau II. 16: Caractéristique du profilé HEB180.....	43
Tableau II. 17: Choix et vérifications des poteaux centraux	44
Tableau III. 1: Les valeurs de coefficient μ	47
Tableau III. 2: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain	48
Tableau III. 3: Coefficient de rugosité	49
Tableau III. 4: Intensité de turbulence.....	50
Tableau III. 5: Coefficient d'exposition	50
Tableau III. 6: Pression dynamique de pointe	51
Tableau III. 7: Tableau récapitulatif.....	51
Tableau III. 8: coefficients de pressions extérieures pour parois verticales	51
Tableau III. 9: Coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates.....	52
Tableau III. 10: Valeur de C_{pe} pour les parois Au vent :(zone D) -Direction V1.....	52
Tableau III. 11: Valeur de C_{pe} pour les parois sous vent (zone A,B,E) –Direction V1 ...	53
Tableau III. 12: Valeur de C_{pe} pour la toiture _ direction V1	54
Tableau III. 13: Des surfaces des ouvertures dans les faces.....	55
Tableau III. 14: Coefficient C_d	56
Tableau III. 15: Valeur de W_j et F pour les parois au vent (zone D).....	57
Tableau III. 16: Valeur de W_j et F pour les parois sous le vent (zone A, B, E)	58
Tableau III. 17: Valeurs de W_j et F pour la toiture.....	58
Tableau III. 18: Valeurs du coefficient de rugosité C_r	59

Tableau III. 19: Valeurs de l'intensité de turbulence Iv	60
Tableau III. 20: Valeurs du coefficient d'exposition Cr.....	60
Tableau III. 21: Tableau récapitulatif.....	60
Tableau III. 22: Valeur de Cpe pour les parois au vent (zone D)	61
Tableau III. 23: Valeur de Cpe pour les parois sous le vent (zone A,B,C,E).....	61
Tableau III. 24: Valeur de Cpe pour la toiture.....	62
Tableau III. 25: coefficient Cd.....	63
Tableau III. 26: Valeur de WJ et F pour les parois au vent (zone D)	65
Tableau III. 27: Valeur de WJ et F pour les parois sous le vent (zone A, B, C, E)	65
Tableau III. 28: Valeurs de Wj et F pour la toiture.....	65
Tableau IV. 1: Caractéristique et dimension de L40×40 ×4	74
Tableau IV. 2: Caractéristique et dimension d'UPN160	77
Tableau IV. 3: Caractéristique et dimension d'IPE200	78
Tableau IV. 4: Récapitulatif de section des éléments d'escalier	80
Tableau V. 1: L'analyse modale et le Pourcentage de la participation massique de la structure métallique.	86
Tableau V. 2: Vérification de la période fondamentale (ART4.2.4.4 de RPA.99/03).....	90
Tableau V. 3: valeurs des pénalités Pq.....	92
Tableau V. 4: Vérification des déplacements.....	94
Tableau V. 5: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	95
Tableau VI. 1: Caractéristique géométrique et mécanique de la poutre IPE400.....	97
Tableau VI. 2: Caractéristique de la poutre HEA160.....	99
Tableau VI. 3: Caractéristique géométrique et mécanique du poteau réalisé en HEB450	101
Tableau VI. 4: Caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments des palées en X réalisées en 2UPN240-10	107
Tableau VII. 1: Caractéristiques des boulons. CCM	111
Tableau VIII. 1: Les élancements limitent au-delà desquels les effets de fluage et de retrait.....	137
Tableau VIII. 2: Caractéristique géométrique de profilé HEB280.	138
Tableau VIII. 3: valeurs des pénalités Pq.	141
Tableau VIII. 4: Analyse modale et le Pourcentage de la participation massique.....	145
Tableau VIII. 5: Vérification des déplacements.	147
Tableau VIII. 6: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.	148
Tableau VIII. 7: Les valeurs de l'analyse modale et le déplacement et l'effort tranchant de la structure métallique et mixte.	149
Tableau X. 1: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure métallique suivant le sens X-X.....	195

Tableau X. 2: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure métallique suivant le sens Y-Y.....	195
Tableau X. 3: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure mixte suivant le sens x-x.	196
Tableau X. 4: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure mixte suivant le sens y-y.	196
Tableau X. 5: Les caractéristiques des courbes idéalisées.	201
Tableau X. 6: Les caractéristiques des courbes idéalisées.	201
Tableau XI. 1: Définition du facteur de dégradation en fonction du type de comportement structural (ATC40 1996 ; Boukri 2014)	214
Tableau XI. 2: Valeurs minimales de SRA et SRV (ATC40 1996)	215
Tableau XI. 3: Matrice de probabilités de dommages adoptée dans la méthodologie	220
Tableau XI. 4: Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (X-X).....	221
Tableau XI. 5: Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (Y-Y).....	222
Tableau XI. 6: Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité(X-X)	222
Tableau XI. 7: Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité (Y-Y)	222

Liste des Symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation.

γ : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V : Effort tranchant à la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f_{adm} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

F_c : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000$ MPa).

F_p : Effort de précontrainte dans les boulons.

M : Moment sollicitant, en générale.

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

M_{el} : Moment élastique.

M_{pl} : Moment plastique.

M_R : Moment résistant.

N_{pl} : Effort normal de plastification.

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce.

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon.

f_y : Limite d'élasticité d'une pièce.

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.

k_s : Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

k_y Coefficient de flambement –flexion.

n : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

nbr : Nombre de boulons.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w : Facteur de corrélation (soudure).

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

η : Facteur de distribution de rigidité (flambement).

λ : Elancement.

λ_k : Elancement eulérien.

λ : Elancement réduit.

λ_{LT} : Elancement de déversement.

μ : Coefficient de frottement.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.

Anet : Section nette d'une pièce.

As : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

It : Moment d'inertie de torsion.

Iy : Moment d'inertie de flexion maximale.

Iz : Moment d'inertie de flexion minimale.

Weff : Module de résistance efficace.

Wel : Module de résistance élastique.

Wpl : Module de résistance plastique.

b : Largeur d'une semelle de poutre.

D : Diamètre nominale des tiges des boulons.

d0 : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

i : Rayon de giration d'une section.

l : Largeur d'une poutre.

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.

tf : Epaisseur d'une semelle de poutre.

tw : Epaisseur d'une âme de poutre.

vs : Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.

vi : Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.

α : Angle en général.

γ_{Mb} : Résistance des boulons au cisaillement.

γ_{Mb} : Résistance des boulons au à la traction.

Fv : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

Fbrd : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

Ftrd : Résistance des boulons en traction.

α : Facteur d'imperfection (flambement).

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

F_y : Limite d'élasticité.

$F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

HR : boulons à haut résistance.

OR : boulon ordinaire.

F_{vsd} : effort de cisaillement.

F_{tsd} : effort de traction.

a: cordon de la soudure.

M_t : moment de torsion.

Introduction générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en béton précontraint en bois ou charpente métallique.

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés ou soudés et connaissent aujourd'hui un succès croissant à travers le monde.

Les constructions métalliques présentent de nombreux avantages en termes de coût, de résistance et une capacité à façonner presque tous les désirs architecturaux avec une bonne conception des détails.

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige...).

Pour l'évaluation de ces structures, les méthodes linéaires élastiques classiques s'avèrent insuffisantes du fait qu'ils n'approchent pas le comportement réel de la structure.

Pour cela, les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires telles que l'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER). Cette analyse est un moyen relativement simple pour explorer la conception d'une structure. Elle consiste à pousser un modèle mathématique d'une structure en imposant un déplacement ou un effort dans le but de prévoir la séquence de l'endommagement dans le domaine inélastique afin de détecter les liens faibles. L'objet de cette étude est l'application de l'analyse statique non linéaire en poussée progressive (PUSHOVER Analysis) afin d'évaluer les performances sismiques d'un bâtiment constitué d'un RDC plus 06 étages à usage d'habitation contreventé par des mixtes portiques palées triangulées en X. [7]

Ce mémoire est structuré en onze chapitres, en commençant le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage ainsi que les matériaux utilisés, L'objectif du deuxième chapitre est de pré-dimensionner des éléments de résistances de la structure ainsi que l'évaluation des charges, tel que l'étude climatique sera présentée dans le chapitre trois selon le règlement neige et vent (RNV2013). Le quatrième chapitre est consacré pour le pré-dimensionnement des éléments secondaires, alors que le cinquième chapitre va comporter la modélisation et l'étude dynamique et sismique qui va être faite par logiciel ETABS pour

déterminer les efforts dans les éléments, ensuite dans le sixième chapitre sera la vérification des différents éléments de la structure tels que poteaux, solives poutres, contreventements.

Le septième chapitre sera consacré pour l'étude des assemblages des différents éléments par logiciel ROBOT (structural analysis), et dans le huitième chapitre nous avons étudié notre structure avec des poteaux mixtes et comparé entre la capacité de la structure métallique et la structure mixte, le neuvième chapitre est une porte sur la méthodologie d'évaluation de la capacité sismique des structures en charpente métallique et mixte (Méthode d'analyse statique non-linéaire : PUSHOVER Analysis, le dixième chapitre a pour objet d'analyse capacitaire (analyse non linéaire) de la structure métallique et mixte et dans le onzième nous avons exposé la procédure d'estimation de la performance sismique des structures vis-à-vis de sollicitations sismiques majeures.

Et enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale qui le résume.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques de l'ouvrage étudié ainsi que les éléments qui le constitue, de plus les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous sommes amenés à réaliser l'étude d'un bâtiment en (R+6) en charpente métallique à usage d'habitation.

Ce bâtiment est supposé être implanté au niveau de la commune de Ouled Fayet dans la wilaya d'Alger, Cette région est classée en zone sismique (III) selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) et en zone I pour l'actions due au vent et zone B pour l'action due à la neige selon le Règlement Neige et Vent (RNV 2013).

I.2.1. Données géométriques du projet

La vue en plan de cet ouvrage est représentée ci-dessous :

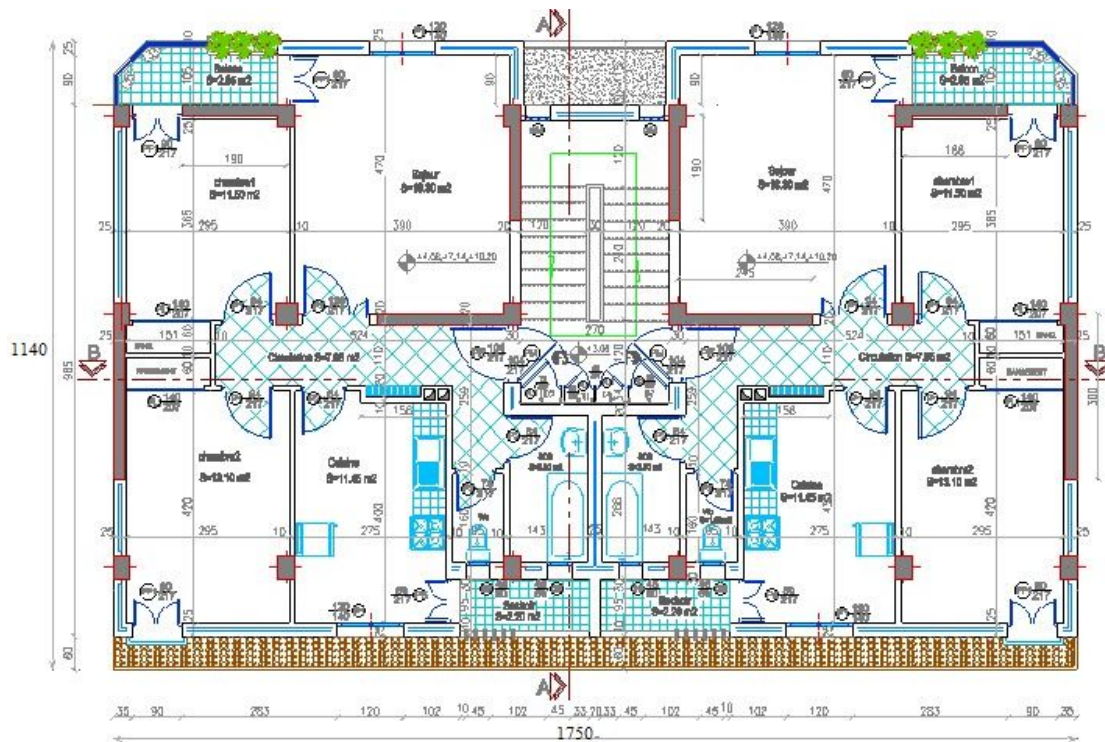


Figure I. 1: Vue en plan étage courant.

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont définies comme suit :

- Hauteur totale du bâtiment 25.5m.
- Hauteur RDC 4.5m.
- Hauteur d'étage courant 3.5m.
- Surface occupée par le bâtiment ... 199.5 m².
- Longueur totale du bâtiment 17.5 m.
- Largeur totale du bâtiment 11.4 m.

I.2.2. Localisation et données concernant le site

Pour localisé notre structure nous avons eu recours à « Google earth », la figure 1.2 illustre la localisation du site de notre structure avec altitude.

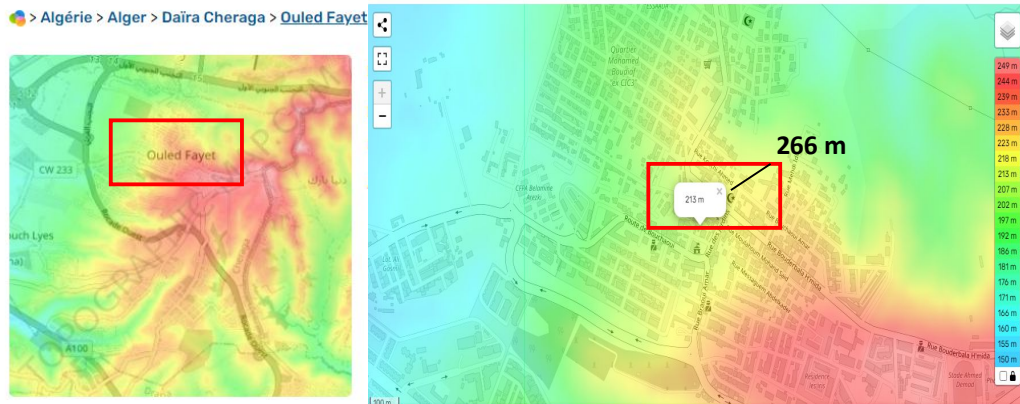


Figure I. 2: Vue de haut "Google earth".

- Altitude par rapport au niveau de la mer 266 m
- Zone sismique III
- Zone de vent I
- Zone de neige par commune zone B.

I.2.3. Matériaux utilisés

I.2.3.1. Acier

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue trois types d'aciers :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont représentées dans le tableau (I.1) suivant :

Tableau I. 1: Caractéristique des nuances d'acier selon CCM97

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur, t en [mm]			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 100	
	Fy [MPa]	Fu [MPa]	Fy [MPa]	Fu [MPa]
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	355	490

La nuance d'acier choisie pour la réalisation de notre ouvrage est S235 qui est constitué des caractéristiques mécaniques suivantes :

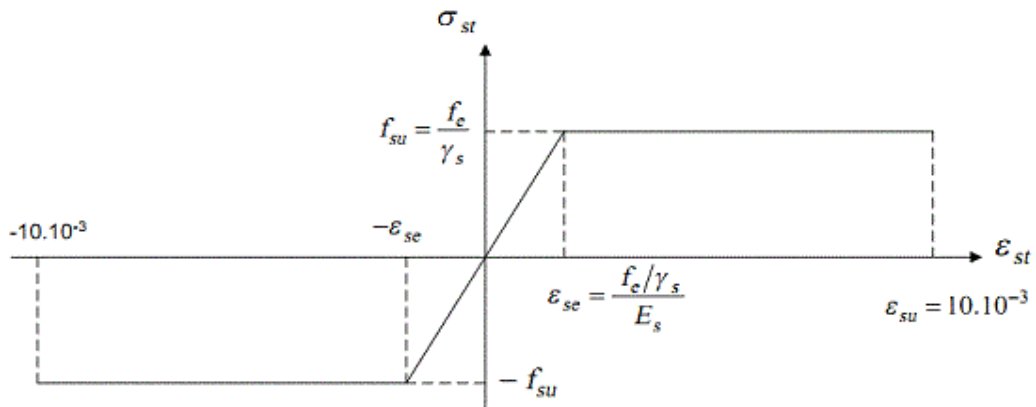
- La résistance ultime à la traction : $F_u = 360$ MPa.
- Module de Young : $E = 210000$ MPa
- Module de cisaillement : $G = E/(1 + \nu) = 81000$ MPa
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ C°

➤ **La Contraintes limites à la traction et la compression des armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = 1.15 \dots \text{cas courant.} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa, avec } f_c = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1 \dots \dots \text{cas accidentel.} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa, avec } f_c = 400 \text{ MPa}$$

**Figure I. 3:** Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

I.2.3.2. Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sables, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle »

on y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

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

- La Masse volumique : $\rho = 2500 \text{Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$, cette résistance est obtenue à partir des essais de compression simple sur des éprouvettes normalisées (cylindriques et cubiques).

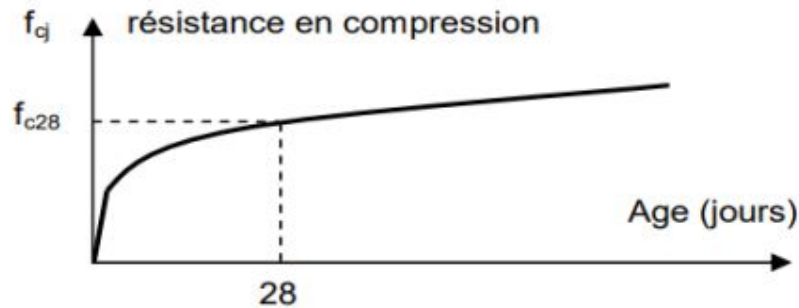


Figure I. 4: Résistance du béton à la compression.

- **La résistance à la traction :**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c_j}$$

$$\text{avec : } f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

- **Module de déformation longitudinale du béton :** Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- Module de déformation instantané : Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \Rightarrow 11000(25^{1/3})$$

$$E_{ij} = 32164.20 \text{MPa}$$

- Module de déformation différé : Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700(f_{c_j})^{1/3} \Rightarrow 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10820 \text{MPa}$$

- **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une

variation relative de dimension longitudinale et il est donné par la formule suivante :

$$v = \frac{\text{allongement relative transversal}}{\text{allongement relative longitudinal}}$$

– $v = 0$ Béton fissuré à l'ELU.

– $v = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS.

➤ **La Contraintes limites du béton à l'état limite ultime (E.L.U) :**

Cette dernier est obtenue en utilisons la formule ce dessous :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : est le Coefficient de sécurité du béton, il est égale a :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles $\Rightarrow \sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$

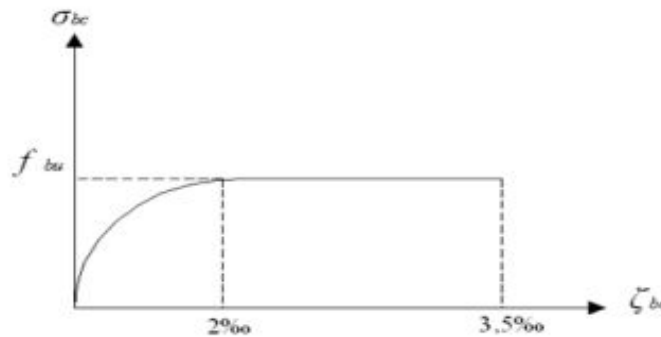


Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

➤ **La Contraintes limites du béton à l'état limite de service (E.L.S) :**

Cette dernier est obtenue en utilisons la formule ce dessous :

$$\sigma_{bser} = 0.6f_{cj}$$

Pour une résistance du béton a 28j de $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a une contrainte limite de service de $\sigma_{bser} = 15\text{MPa}$.

I.2.4. Compositions des éléments structuraux

I.2.4.1. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au

système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en H.

I.2.4.2. Les poutres

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées en invoquant à peine plus que la théorie élémentaire de la flexion.

Ces éléments sont souvent constitués partir de profilés en I et ou en H.

I.2.4.3. Plancher courant

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (1.8).

- a. Les bacs aciers sont de type **Hi bond 55.800**.

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul est constitué des caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

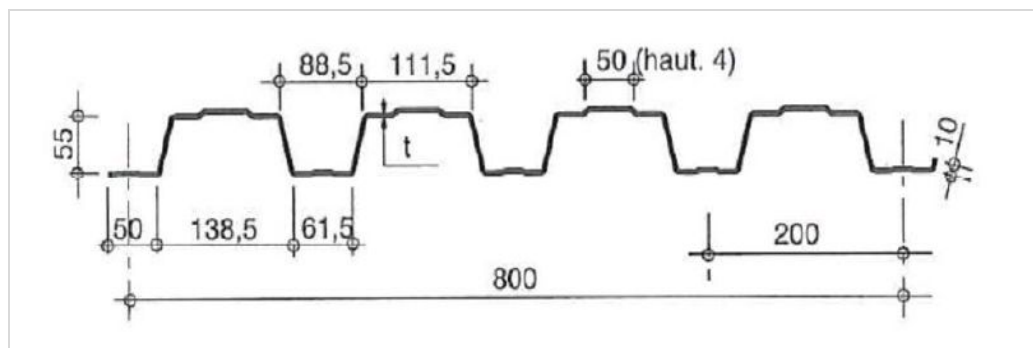


Figure I. 6: BAC d'acier type Hi Bond 55.

- b. L'épaisseur totale de la dalle en béton armée est de 15cm.

Selon l'EUROCODE 4 :

L'épaisseur totale de la dalle mixte ht doit être d'au moins 80mm.

L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm.

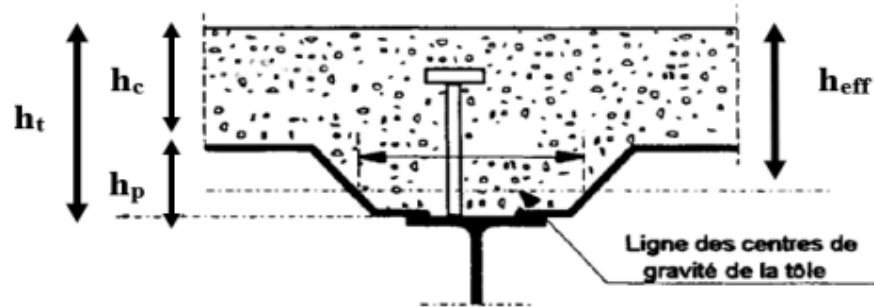


Figure I. 7: Coupe transversale d'un plancher collaborant.

- c. Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- d. La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- e. Résistance au feu :

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par la formule suivante :

$$h_{eff} = h_c + 0.5h_p \left(\frac{L1 + L2}{L1 + L3} \right) \text{ pour : } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm}$$

$$h_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \left(\frac{L1 + L2}{L1 + L3} \right) \right] \text{ pour : } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm}$$

Avec :

$$L1 = 88.5\text{mm}$$

$$L2 = 61.5\text{mm}$$

$$L3 = 111.5\text{mm}$$

Pour $h_t = 150\text{mm}$

$$h_c = (150 - 55) = 95$$

$$\frac{h_p}{h_c} = \frac{55}{95} = 0.58 \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm}$$

$$h_{eff} = 95 + 0.5 \times 55 \left(\frac{88.5 + 61.5}{88.5 + 111.5} \right) = 115.63\text{mm}$$

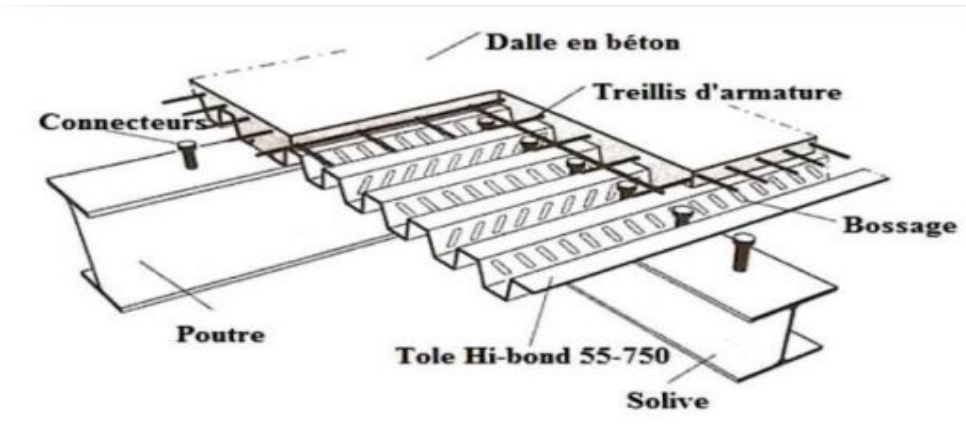


Figure I. 8: Constitution d'un plancher collaborant.

I.2.4.4. Plancher terrasse

Il est identique aux plancher courants. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection).

I.2.4.5. Les connecteurs

Pour garantir la liaison acier –béton, la tôle nervurée doit pouvoir transmettre l'effort de cisaillements à l'interface entre la tôle et le béton on a utilisée des goujons de type Nelson.

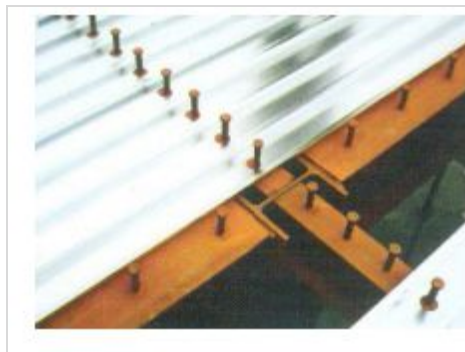


Figure I. 9: Goujons soudés.

I.2.4.6. Les escaliers

Les escaliers c'est des éléments secondaires permettant l'accès aux différents étages, sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, Il peut être de différentes formes : droit, demi tournant, 1/4 tournant...

Dans notre structure l'escalier est constitué par une série de marches et contres marches (volée) et d'un palier permettant de relier les étages de la construction.

I.2.4.7 Système de contreventement :

Systèmes de contreventements assureront le rôle de stabiliser la structure face aux efforts du vent et spécialement du séisme.

Dans notre structure nous avons utilisé des palées triangulées en X.

I.2.4.8. L'acrotère

C'est un élément qui se situe au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

I.2.4.9. La contrainte du sol

La contrainte admissible du sol est de ≈ 2.5 bars

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments de résistances

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape très importante dans le calcul d'une structure il permet l'estimation de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutres, poteaux) afin de pouvoir réaliser ultérieurement les vérifications de l'ensemble des portiques soumis aux charges verticales et horizontales.

Dans le domaine de la construction métallique, les ossatures de planchers doivent être étudiées en vue des charges qu'elles auront à supporter. Dans notre cas, il s'agit d'une construction à usage d'habitation. Après avoir choisi la structure porteuse du bâtiment (poutre principale, secondaire, solive et poteau), on procède au pré-dimensionnement de chaque élément selon les règles de calcul CCM97, EC3 et EC4, on vérifiant la condition de résistance pour les éléments comprimés et pour les éléments fléchies les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche.
- Condition de résistance.

II.2. Etude d'un plancher collaborant

Un plancher collaborant est un élément horizontal supportant des charges gravitaires on distingue deux types : plancher courant et plancher terrasse

a. Plancher courant

Les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure 2.1 ci-dessous. Les éléments constituant d'un plancher sont les suivants :

- Solives.
- Poutre non porteuse.
- Poutre porteuse.
- Les connecteurs

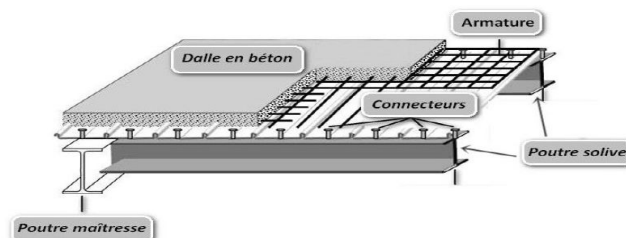


Figure II. 1: Composition d'un plancher collaborant.

b. Plancher terrasse

Il est constitué des mêmes éléments qu'un plancher courant (voir la figure 2.2) à l'exception de la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires tels :

- L'Étanchéité
- La protection en Gravieron
- L'Isolant

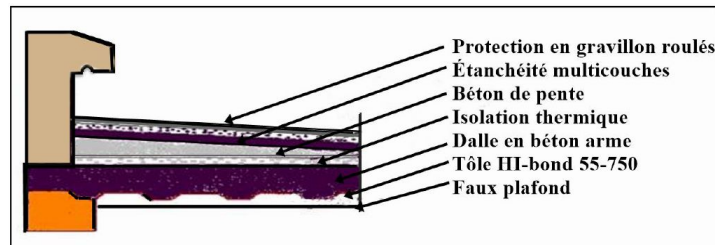


Figure II. 2: Composition d'un plancher terrasse.

Le calcul d'un plancher collaborant se fait selon la méthode décrite dans le document CCM97.

II.2.1. Hypothèse de calcul**a. Phase de construction**

Dans cette phase le profilé d'acier travail seul et il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton frais.
- La surcharge de construction ouvrière.

b. Phase finale

La vérification doit être effectuée pour la dalle mixte après durcissement du béton et après enlèvement des étais. Les charges considérées pour la vérification sont :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton (sec).
- La surcharge d'exploitation.

II.3. Estimation des charges des planchers

Dans cette étape, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les planchers de notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et qui varient selon l'usage du bâtiment et les matériaux utilisés. Il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

a. Charges permanentes G

La charge permanente représente le poids de tous les éléments permanents d'un bâtiment, que ce soit structurel ou non.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II. 1: Charge permanente de plancher terrasse

Les composantes de plancher	G (kN/m ²)
Protection par gravillon (e=5cm)	0.5
Etanchéité multicouche (e=4cm)	0.24
Isolation thermique (e=4cm)	0.16
Forme de pente (e=10cm)	2.2
Dalle en béton (e=15cm)	2.88
Bac d'acier " Hibond55 "	0.10
Faux plafond	0.25
	G= 6.33 (kN/m²)

- **Plancher étages courants**

Tableau II. 2: charge permanente de plancher terrasse

Les composantes de plancher	G (kN/m ²)
Revêtements de carrelage	0.4
Dalle en béton (e=15cm)	2.88
Bac d'acier " Hibond55 "	0.10
Cloison	1
Faux plafond	0.25
Mortier de pose	0.4
	G= 5.03 (kN/m²)

b. La charge d'exploitation Q

Les charges d'exploitation notées « Q », correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Tableau II. 3: Evaluation de charge d'exploitation de terrasse +Etage courant

Action permanente	Charge d'exploitation (KN/m ²)
Planchers terrasse inaccessible	1
Plancher étages courants	1.5

II.4. Pré-dimensionnement des éléments de résistances**II.4.1. Dimensionnement des solives**

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à flexion simple. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des

charges uniformément réparties. Leur écartement (La distance entre deux solives) est pratiquement déterminé par la condition suivante :

$$0.7\text{m} \leq L \leq 1.50\text{m} \quad [4]$$

II.4.1.1. Dimensionnement de la solive au niveau du plancher terrasse

Au niveau du plancher terrasse, la solive la plus sollicitée à une longueur $L = 4.1\text{m}$ (voir la figure 2.3 et 2.4). Sachons que l'entraxe est compris entre $0.7\text{m} \leq \text{Entraxe} \leq 1.5\text{m}$, le nombre de solive qu'on a placé est égale à : 3, donc le nombre d'espacement qui on résulte est égale à 4 d'où l'entraxe entre deux solive est égale $\frac{4.6}{4} = 1.15\text{m}$

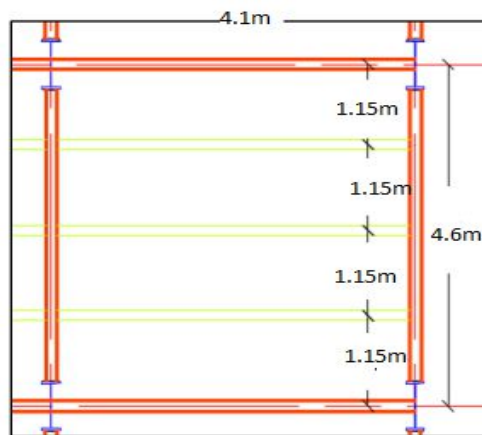


Figure II. 3: Schéma de l'espacement entre solive.

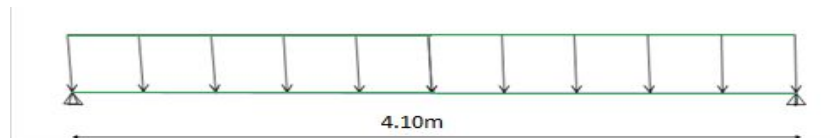


Figure II. 4: Schéma statique de la solive.

1. Les charges et les surcharges par mètre linéaire

$$G_{\text{terrasse}} = G \times e = 6.33 \times 1.15 = 7.28 \text{KN/ml}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = Q \times e = 1 \times 1.15 = 1.15 \text{KN/ml}$$

2. Combinaison de charge

– ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.28 + 1.5 \times 1.15 = 11.55 \text{KN/ml}$$

– ELS :

$$q_s = G + Q = 7.25 + 1.15 = 8.43 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.55 \times 4.10^2}{8} = 24.27 \text{KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{8.43 \times 4.10^2}{8} = 17.71 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{24.27 \times 1.1}{235} 10^3 = 113.60 \text{ cm}^3$$

A partir du tableau des profilés en IPE on choisit **IPE160** avec un module de résistance suivant y ($W_{ply}=123.9 \text{ cm}^3$). Le tableau 2.4 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'IPE160 choisie.

Tableau II. 4: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE160.

Profilé	G [Kg/m]	A [cm ²]	h [mm]	b [mm]	t _f [mm]	t _w [mm]	W _{pl,y} [cm ³]	I _y [cm ⁴]
IPE 160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	123.9	869.3

II.4.1.1 Phase de construction**1. Déterminations des charges et des surcharges**

Poids propre du profilé :G_p=0.158KN/m

Poids propre du béton frais :G_b=2.88KN/m²

Poids du bac d'acier :g=0.10KN/m²

Surcharge de construction :q_c=0.75KN/m²

2. Les charges et les surcharges par mètre linéaire

$$G = G_p + (G_b + g)e = 0.158 + (2.88 + 0.10) \times 1.15 = 3.585 \text{ KN/ml}$$

$$Q = q_c \times e = 0.75 \times 1.15 = 0.863 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison de charge

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.585 + 1.5 \times 0.863 = 6.13 \text{ KN/ml}$$

A ELS :

$$q_s = G + Q = 3.585 + 0.863 = 4.45 \text{ KN/ml}$$

4. Détermination de la classe du profilé

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{160 - (2 \times 7.4 + 2 \times 9)}{5} = 25.44 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{7.4} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{59}{7.4} = 7.97 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1.

5. Vérifications

a. Vérification du Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans les sections transversales de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition de résistance suivante :

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

Avec :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 26.47 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.13 \times 4.10^2}{8} = 12.88 \text{KN.m}$$

D'où la conditions de résistances $\Rightarrow M_{sd} \leq M_{plrd}$ condition vérifiée.

b. Vérification de l'Effort tranchant

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{9.66 \times 235 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 119.15 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{6.13 \times 4.1}{2} = 12.57 \text{KN}$$

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

$$0.5V_{plrd} = 59.58 \text{KN} > V_{sd} = 12.57 \text{KN}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

c. Vérification de la rigidité

Il faut que la conditions de flèches suivante soit vérifier :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{1}{250} = \frac{4100}{250} = 16.4 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times 1^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4.45 \times 4100^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} \times 10^{-3} = 8.97 \text{ mm}$$

D'où $f \leq f_{adm}$ condition vérifiée.

II.4.1.1.2. Phase finale

Le béton ayant durci et sachons que la section mixte qui est constituée d'un profilé métallique et de la dalle en béton armée les deux travaillent ensemble.

1. Les charges et les surcharges

- Le poids propre du profilé IPE160 $G_p = 0.158 \text{ KN/m}$
- La charge permanent $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

2. Les charges et les surcharges par mètre linéaire

$$G = (G \times e) + G_p = (6.33 \times 1.15) + 0.158 = 7.44 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q \times e = 1 \times 1.15 = 1.15 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison des charges

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.44 + 1.5 \times 1.15 = 11.76 \text{ KN/ml}$$

A ELS :

$$q_s = G + Q = 7.44 + 1.15 = 8.59 \text{ KN/ml}$$

4. Détermination de la section mixte

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes (voir figure 2.5) :

$$b_{\text{eff}} = \inf\left(\frac{2l}{8}, b\right)$$

Avec :

l : longueur libre d'une poutre simplement appuyée

b : entraxe entre les poutres

$$b_{\text{eff}} = \inf\left(\frac{2 \times 4.1}{8} = 1.025, 1.15\right)$$

Donc :

$$b_{\text{eff}} = 1.025 \text{ m.}$$

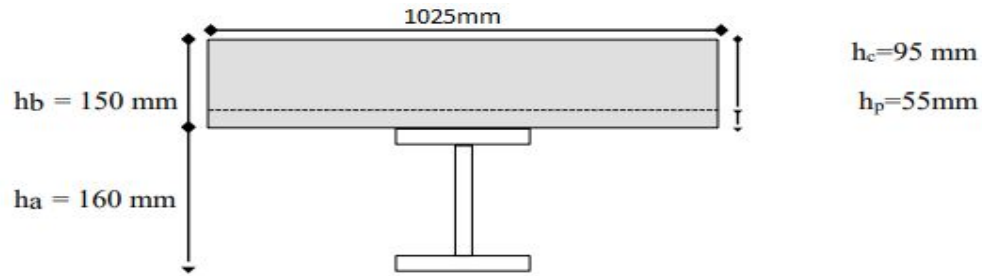


Figure II. 5: Schéma représentatif la largeur participante de la dalle pour une poutre de plancher.

5. Position de l'axe neutre plastique

a. Calcul de la résistance à la compression de la dalle en béton

Le calcul de la résistance à la compression de la dalle en béton armée est réalisé en utilisons l'équation représenté ci dessous.

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{\text{ck}}$$

Avec :

h_c : partie de béton au-dessus du bac d'acier ;

f_{ck} : résistance du béton

b_{eff} : la largeur effective.

On trouve $R_{\text{béton}} = 0.57 \times 1025 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 1387.59 \text{KN}$

b. Calcul de la résistance à la traction du profilé d'acier

Le calcul de la résistance à la traction du profilé d'acier est réalisé en utilisons l'équation représenté ci-dessous.

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times F_y \times A_{\text{acier}}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 235 \times 2009 \times 10^{-3} = 448.51 \text{ KN}$$

$R_{\text{acier}} < R_{\text{béton}}$ Donc l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle en béton.

6. Vérifications

a. Vérifications du moment fléchissant

Le moment résistance plastique développée par la section mixte est défini comme suit :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2 \times R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 448.51 \left[\frac{0.160}{2} + 0.095 + 0.055 - \left(\frac{448.51 \times 0.095}{2 \times 1387.59} \right) \right] = 96.27 \text{KN}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.76 \times 4.10^2}{8} = 24.71 \text{KN}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ Condition vérifiée.

b. Vérifications de l'effort tranchant

Il faut que la conditions suivante soit vérifier :

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

$$V_{plrd} = 119.15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{11.76 \times 4.1}{2} = 24.11 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$ Condition vérifiée.

$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} = 59.58 \text{ KN}$ Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

c. Vérification de la rigidité

Il faut que la conditions de flèches suivante soit vérifier : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4100}{250} = 16.4 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

Avec :

I_c : moments d'inertie de la section mixte exprimée en unité d'acier.

$$I_c = A_{acier} \times \frac{(hc + 2 \times hp + ha)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12m} + I_{acier}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{20.09 \times 10^2}{95 \times 1025} = 0.021$$

$$I_c = 2009 \times \frac{(95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4(1 + 15 \times 0.021)} + \frac{1025 \times 95^3}{12 \times 15} + 869.3 \times 10^4 = 64.46 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 8.59 \times 4100^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 64.64 \times 10^6} = 2.33 \text{ mm}$$

On vérifie la conditions suivante $f \leq f_{adm}$

D'où :

$$f_{final} = f_{initialmax} + f_{finalmax} \leq f_{adm}$$

$$f_{final} = 8.97 + 2.33 = 11.30 < 16.47 \text{ mm Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE160 est retenu pour les solives de plancher terrasse de notre structure.

II.4.1.1.3. Calcul des connecteurs

Le rôle des connecteurs est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle. On a utilisé les goujons à tête (de Type Nelson) qui sont les plus utilisés dans les planchés collaborant, la figure 2.6 illustre ce type de goujon. Les caractéristiques géométriques des goujons sont données dans le tableau 2.5 représenté ci-dessous.

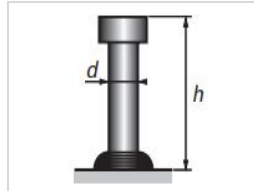


Figure II. 6: Schéma d'un goujon.

d : Le diamètre du fût du goujon varie entre 16 et 25 selon la condition suivante :

$$16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$$

h : la hauteur hors tout du goujon.

Tableau II. 5: Les caractéristiques géométriques des goujons

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} [mm]	d fut [mm]	d_1 tête [mm]	h_t tête [mm]	F_y [N/mm ²]	F_u [N/mm ²]
TRW Nelson KB 5/8-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4-75	75	19	31.7	10	350	450

1. Détermination de l'effort P_{Rd} (la Résistance au cisaillement)

L'effort P_{Rd} est défini à partir de l'équation suivante :

$$P_{Rd} = \min \left\{ 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{F_{ck} \times E_c}{\gamma_v}}, 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \right\}$$

Avec :

F_{ck} : Résistance de béton 25MPa.

Module de Young de béton32000MPa.

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs450MPa.

$$\gamma_v = 1.25 \quad \text{Et} \quad \alpha = 1 \quad \text{pour} \quad \frac{h}{d} = 4 \geq 4$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ 0.29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{\frac{25 \times E_c}{1.25}}, 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 16^2}{4 \times 1.25} \right\}$$

Donc :

$$P_{Rd} = 57.91 \text{ KN.}$$

2. Influence du sens du bac d'acier

Le Coefficient de réduction (K_t) est déterminé en fonction du sens des nervures du bac d'acier, pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive, le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé à partir de l'équation suivante :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par nervure (on prend $N_r = 1$).

$h_p = 55$ mm (hauteur du nervure).

$h_c = 100$ mm (hauteur du connecteur).

$b_0 = 88,5$ mm (Largeur moyenne de la nervure) [fiche technique].

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left[\frac{100}{55} - 1 \right] = 0.92$$

$$P_{Rd} = P_{Rd} \times K_t = 57.91 \times 0.92 = 53.28 \text{ KN}$$

3. Effort tranchant repris par les goujons

Dans le cas d'une connexion total, l'effort total de cisaillement R_L , auquel les connecteurs sont tenus de résister entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}}, R_{\text{acier}})$$

$$R_L = \inf (1387.59 \text{ KN}, 448.51 \text{ KN}) = 448.51 \text{ KN}$$

4. Nombre des connecteurs par demi-portée

Le nombre de connecteurs par demi-portée est déterminé à partir de la formule suivante :

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{Rd}} = \frac{448.51}{53.28} = 8.41$$

Soit $N = 10$ goujons sur toute la longueur de la solive. C'est-à-dire 5 connecteurs sur demi-longueur de la solive.

5. L'espace minimal entre connecteur

L'espace minimal entre connecteurs (voir la figure 2.7) est obtenu comme suite :

$$E_{\min} > 5d = 5 \times 16 = 80\text{mm}$$

$$E_{\max} > 6h_{sc} = 6 \times 100 = 600\text{mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{4100}{10 - 1} = 455.55\text{mm}$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left[\frac{100}{55} - 1 \right] = 0.92$$

$$E_{\min} \leq 455.55 \leq E_{\max} \rightarrow E_{sp} = 45.5\text{cm} (\text{doit être arrondi c.à.d prendre } E_{sp} = 45\text{cm})$$

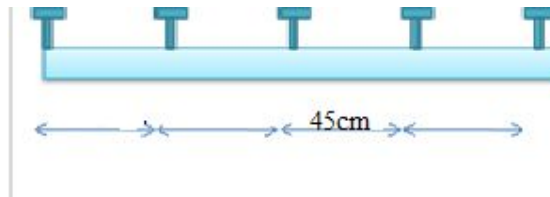


Figure II. 7: Espacement entre les goujons dans la solive (demi-portée).

II.4.1.2. Dimensionnement de la solive au niveau d'Etage courant

Le dimensionnement de la solive au niveau de l'étages courant se fait de la même manière que celle du plancher terrasse et ceux pour les deux phases « phase de constructions et phases finale ». Les charges et surcharges appliqués pour les étages courants sont les suivants :

$$\{G = 5.03\text{KN/m}^2 \text{ et } Q = 1.5\text{KN/m}^2\}$$

II.4.1.2.1. Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la solive d'étage courant est représenté dans le tableau 2.6 suivant :

Tableau II. 6: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase de construction)

Msd=12.88KN.m	Mplrd=26.47KN.m	Vérifiée
Vsd=12.5KN	Vplrd=119.15KN	Vérifiée
Vsd=12.5KN	0.5Vplrd=59.58KN	Vérifiée
f _{max} =8.97mm	f _{adm} =16.4mm	Vérifiée

II.4.1.2.2 Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la solive d'étage courant est représenté dans le tableau 2.7 suivant :

Avec :

$Q_u = 10.61 \text{ kN/ml}$ et $Q_s = 7.67 \text{ kN/ml}$.

Tableau II. 7: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase final)

$M_{sd} = 22.29 \text{ kN.m}$	$M_{plrd} = 96.27 \text{ kN.m}$	Vérifiée
$V_{sd} = 21.75 \text{ kN}$	$V_{plrd} = 119.15 \text{ kN}$	Vérifiée
$V_{sd} = 21.75 \text{ kN}$	$0.5 V_{plrd} = 59.58 \text{ kN}$	Vérifiée
$f_{max} = 11.05 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16.47 \text{ mm}$	vérifiée

Le profilé IPE160 est retenu pour les solives d'étage courant de notre structure.

II.4.1.2.3. Calcul des connecteurs

Nous avons obtenues les mêmes résultats que celle obtenues pour les solives du planché terrasse ($N = 10$ goujons sur toute la longueur de la solive. C'est-à-dire 10 connecteurs sur demi-longueur de la solive avec un espacement de 45cm).

II.4.2. Pré-dimensionnement de la poutre secondaire

II.4.2.1. Dimensionnement de la poutre secondaire au niveau de la terrasse

1. Déterminations des charges et des surcharges par mètre linéaire

$$G_{\text{terrasse}} = G \times e = 6.33 \times 1.15 = 7.28 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = Q \times e = 1 \times 1.15 = 1.15 \text{ kN/ml}$$

2. Combinaison de charge

– A ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.28 + 1.5 \times 1.15 = 11.55 \text{ kN/ml}$$

– A ELS :

$$q_s = Q + G + 7.25 + 1.15 = 8.43 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.55 \times 4.10^2}{8} = 24.27 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{8.43 \times 4.10^2}{8} = 17.71 \text{ kN.m}$$

3. Vérification de la condition de résistance

A partir de la condition de résistance suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Nous allons calculer le module de résistance plastique

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{24.27 \times 1.1}{235} 10^3 = 113.60 \text{ cm}^3$$

A partir du tableau des profilés en HEA on a choisis un **HEA140** avec un module de résistance plastique dans la direction (Y-Y) égale a $W_{ply}=173.5\text{cm}^3$. Le tableau 2.8 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques du profilés choisie.

Tableau II. 8: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé HEA140

Profilé	G [Kg/m]	A [cm ²]	h [mm]	b [mm]	t _f [mm]	t _w [mm]	W _{pl,y} (cm ³)	I _y [cm ⁴]
HEA140	24.7	31.42	133	140	8.5	5.5	173.5	1033

II.4.2.1.1 Phase de construction

1. Les charges et les surcharges

- Poids propre du profilé :G_p=0.247KN/m
- Poids propre du béton frais :G_b=2.88KN/m²
- Poids du bac d'acier :g=0.10KN/m²
- Surcharge de construction :q_c=0.75KN/m²

2. Les charges et les surcharges par mètre linéaire

$$G = G_p + (G_b + g)e = 0.247 + (2.88 + 0.10) \times 1.15 = 3.67 \text{KN/ml}$$

$$Q = q_c \times e = 0.75 \times 1.15 = 0.863 \text{KN/ml}$$

3. Combinaison de charge

- A ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.674 + 1.5 \times 0.863 = 6.25 \text{KN/ml}$$

- A ELS :

$$q_s = G + Q = 3.674 + 0.863 = 4.537 \text{KN/ml}$$

4. Classification du profilé

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{92}{5.5} = 16.73 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - (t_w + 2r)}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{84}{8.5} = 9.80 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1.

5. Vérifications

a. Vérifications du moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans les sections transversales de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition de résistance suivante :

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

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{155.4 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 33.19 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.25 \times 4.1^2}{8} = 8.93 \text{KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ condition vérifiée.

b. Vérifications de l'effort tranchant

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

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

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{10.12 \times 235 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 124.82 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{6.25 \times 4.1}{2} = 12.81 \text{KN}$$

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

$$0.5V_{plrd} = 62.41 \text{KN} > V_{sd} = 12.81 \text{KN}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

c. Vérification de la rigidité

Il faut que la condition de flèches suivante soit vérifiée :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4100}{250} = 16.4 \text{mm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4.537 \times 4100^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1033 \times 10^4} = 7.70 \text{mm}$$

Et $f \leq f_{adm}$ condition vérifiée.

II.4.2.1.2 Phase finale**1. Calcul des charges et des surcharges**

- Le poids propre du profilé HEA140 $G_p=0.247\text{KN/m}$
- La charge permanent $G=6.33\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation $Q=1\text{KN/m}^2$

2. Calcul des charges et des surcharges par mètre linéaire

$$G = (G \times e) + G_p = (6.33 \times 1.15) + 0.247 = 7.53\text{KN/ml}$$

$$Q = Q \times e = 1 \times 1.15 = 1.15\text{KN/ml}$$

3. Combinaison des charges

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.53 + 1.5 \times 1.15 = 12.42\text{KN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 7.53 + 1.15 = 8.68\text{KN/ml}$$

4. Détermination de la section mixte

On calcul la largeur de la dalle avec la formule suivante :

$$b_{\text{eff}} = \inf\left(\frac{2l}{8}, b\right)$$

l : longueur libre d'une poutre simplement appuie

b : entraxe entre les poutres

$$b_{\text{eff}} = \inf\left(\frac{2 \times 4.1}{8} = 1.025, 4.6\right)$$

Donc :

$$b_{\text{eff}} = 1.025\text{m.}$$

5. Position de l'axe neutre plastique :**a. Calcul de la résistance à la compression de la dalle en béton**

$$R_{\text{Béton}} = 0.57 \times 1025 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 1387\text{KN}$$

b. Calcul de la Résistance à la traction du profilé d'acier

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 235 \times 3142 \times 10^{-3} = 7014\text{KN}$$

$R_{\text{acier}} < R_{\text{béton}}$ Donc l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle en béton.

6. Vérifications**a. Vérifications de moment fléchissant**

Il faut vérifier la condition de résistance suivante : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

Le moment résistance plastique développée par la section mixte est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$M_{plrd} = 701.45 \left[\frac{0.133}{2} + 0.095 + 0.055 - \left(\frac{701.45 \times 0.095}{2 \times 1387.59} \right) \right] = 135.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.42 \times 4.10^2}{8} = 26.1 \text{ KN.m}$$

Il ont résulte que $M_{sd} \leq M_{plrd}$ Condition vérifiée.

b. Vérifications de l'effort tranchant

Il faut que la conditions suivante soit vérifier :

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

$$\text{Avec } V_{plrd} = 124.82 \text{ KN et } V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{12.42 \times 4.1}{2} = 25.46 \text{ KN}$$

Donc $V_{sd} \leq V_{plrd}$ Condition vérifiée

$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd} = 62.41 \text{ KN} \rightarrow$ donc pas d'interactio entre l'effort tranchant et le moment

c. Vérification de la rigidité

Il faut que la conditions de flèches suivante soit vérifier :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{1}{250} = \frac{4100}{250} = 16.4 \text{ mm et } f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

Avec I_c : moments d'inertie de la section mixte exprimée eu unité d'acier.

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{31.42 \times 10^2}{95 \times 1025} = 0.032$$

$$I_c = 3142 \times \frac{(95 + 2 \times 55 + 133)^2}{4(1 + 15 \times 0.032)} + \frac{1025 \times 95^3}{12 \times 15} + 1033 \times 10^4 = 75.85 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 8.68 \times 4100^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 75.85 \times 10^6} = 2 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$ condition vérifiée.

$$f_{final} = f_{initialmax} + f_{finalmax} \leq f_{adm}$$

$$f_{\text{final}} = 7.70 + 2 = 9.70 \text{ mm} \leq 16.4 \text{ mm}$$

Le profilé HEA140 est retenu pour les poutres secondaires de plancher terrasse de notre structure.

II.4.2.2. Dimensionnement de la poutre secondaire au niveau de l'étage courant

Le dimensionnement de la poutre secondaire au niveau de l'étages courant se fait de la même manière que celle du plancher terrasse et ceux pour les deux phases « phase de constructions et phases finale ». Les charges et les surcharges appliqués pour les étages courants sont les suivants :

$$\{G = 5.03 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2\}$$

II.4.2.2.1. Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la poutre secondaire d'étage courant est représenté dans le tableau 2.9 suivant :

Tableau II. 9: Tableau récapitulatif du dimensionnement de la poutre secondaire d'étage courant (phase de construction)

Msd=8.93KN.m	Mplrd=33.19KN.m	Vérifiée
Vsd=12.81KN	Vplrd=124.82KN	Vérifiée
Vsd=12.81KN	0.5Vplrd=62.41KN	Vérifiée
f _{max} =7.70mm	f _{adm} =16.4mm	Vérifiée

II.4.2.2.2. Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la poutre secondaire d'étage courant est représenté dans le tableau 2.10 suivant :

Avec :

$$Q_u = 10.73 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_s = 7.75 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 10: Tableau récapitulatif de la poutre secondaire d'étage courant (phase finale)

Msd=22.55KN.m	Mplrd=135.02KN.m	vérifiée
Vsd=22KN	Vplrd=124.82KN	vérifiée
Vsd=22KN	0.5Vplrd=62.41KN	vérifiée
f _{max} =9.49mm	f _{adm} =16.4mm	vérifiée

Le profilé HEA140 est retenu pour les poutres secondaires d'étage courant de notre structure.

II.4.3. Dimensionnement de la poutre principale

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. Elles sont réalisées généralement en profils **IPE**, **HEA** ou **HEB**.

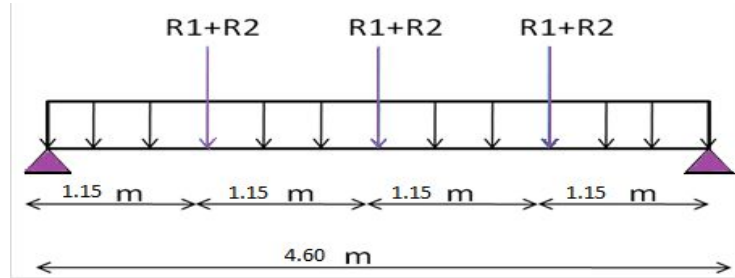


Figure II. 8: Schéma statique de la poutre principale.

II.4.3.1. Dimensionnement de la poutre principale au niveau terrasse

Pour déterminer la hauteur de la poutre principale on utilise la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$\text{D'où : } \frac{4600}{25} \leq h \leq \frac{4600}{15}$$

$$184\text{mm} \leq h \leq 306.67\text{mm}$$

A partir du résultats précédent on choisit un **IPE200** avec une hauteur 200mm.

Le tableau 2.11 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'IPE200.

Tableau II. 11: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE200

profilé	G (Kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	W _{ply} (cm ³)	I _y (cm ⁴)
IPE200	22.4	28.48	200	100	8.5	5.6	220.6	1943

➤ Classification du profilé :

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1$$

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{(b - (tw + 2r))/2}{tf} \leq 10\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = 1$$

$$\frac{70.4}{8.5} = 8.28 < 10 \text{ La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1.

II.4.3.1.1. Phase de construction

1. Calcul des charges et des surcharges

Poids propre du profilé :Gp = 0.224 KN/m

Poids propre du béton frais :Gb = 2.88 KN/m²

Poids du bac d'acier : g = 0.10 KN/m²

Surcharge de construction : qc = 0.75 KN/m²

2. Calcul des charges et des surcharges par mètre linéaire

$$G = Gp + (Gb + g)b = 0.224 + (2.88 + 0.10) \times 0.1 = 0.522 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q \times b = 0.75 \times 0.1 = 0.075 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison de charge

- ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.522 + 1.5 \times 0.075 = 0.817 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$qs = G + Q = 0.522 + 0.075 = 0.597 \text{ KN/ml}$$

On calcul les réactions des solives pour la phase de construction, on utilise la formule suivante :

$$R = \frac{q \times L_{solive}}{2}$$

$$\begin{cases} qu = 6.13 \text{ KN/ml} \\ qs = 4.45 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- A ELU :

$$Ru = \frac{6.13 \times 3}{2} + \frac{6.13 \times 4.10}{2} = 21.76 \text{ KN}$$

- A ELS :

$$Rs = \frac{4.45 \times 3}{2} + \frac{4.45 \times 4.10}{2} = 15.80 \text{ KN}$$

4. Vérifications

a. **Vérification du moment fléchissant** il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 47.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{0.817 \times 4.6}{8} + \frac{21.76 \times 4.6}{2} = 52.21 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ condition non vérifiée.

On doit augmenter le profilé. (IPE220)

➤ Classification du profilé

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1$$

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.10 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{(b - (t_w + 2r))/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

$$\frac{55}{9.2} = 5.98 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1.

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 60.97 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que la condition suivante est vérifiée :

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

Avec :

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{15.88 \times 235 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 195.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} + \frac{3R_u}{2} = \frac{0.817 \times 4.6}{2} + \frac{3 \times 21.76}{2} = 34.52 \text{ KN}$$

Donc $V_{sd} \leq V_{plrd}$ condition vérifiée.

On a $V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd} = 97.94 \text{ KN}$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

c. Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que la condition de flèches suivante est vérifiée :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4600}{250} = 18.4\text{mm}$$

$$f_1 = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.597 \times 4600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 0.60\text{mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 15.80 \times 4600^3 \times 10^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 13.07\text{mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 13.67\text{mm}$$

D'où $f \leq f_{adm}$ condition vérifiée.

II.4.3.1.2 Phase finale :

1. Déterminations des charges et des surcharges

– Le poids propre du profilé IPE220..... $G_p=0.262\text{kN/m}$

– La charge permanente $G = 6.33\text{kN/m}^2$

– Surcharges d'exploitation $Q= 1\text{kN/m}^2$

2. Calcul des charges et des surcharges par mètre linéaire

$$G = G_p + G \times b = 0.262 + 6.33 \times 0.11 = 0.96\text{KN/ml}$$

$$Q = Q \times b = 1 \times 0.11 = 0.11\text{KN/ml}$$

3. Combinaison des charges

– ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.96 + 1.5 \times 0.11 = 1.46\text{KN/ml}$$

– ELS :

$$q_s = G + Q = 0.96 + 0.11 = 1.07\text{KN/ml}$$

On calcule les réactions des solives pour la phase finale, pour cela on utilise la formule suivante :

$$R = \frac{q \times L_{solive}}{2}$$

$$\begin{cases} q_u = 11.76\text{KN/ml} \\ q_s = 8.59\text{KN/ml} \end{cases}$$

– ELU :

$$R_u = \frac{6.13 \times 3}{2} + \frac{11.76 \times 4.10}{2} = 41.75 \text{KN}$$

– ELS :

$$R_s = \frac{8.59 \times 3}{2} + \frac{8.59 \times 4.10}{2} = 30.49 \text{KN}$$

4. Détermination de la section mixte

$$b_{\text{eff}} = \inf\left(\frac{2 \times 4.6}{8} = 1.15, 4.10\right)$$

Donc : $b_{\text{eff}} = 1.15 \text{m}$

5. Position de l'axe neutre plastique

a. Calcul de la résistance à la compression de la dalle en béton

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times 1150 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 1556.81 \text{KN}$$

b. Calcul de la résistance à la traction du profilé d'acier

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times F_y \times A_{\text{acier}}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 235 \times 3337 \times 10^{-3} = 744.99 \text{KN}$$

$R_{\text{acier}} < R_{\text{béton}}$ Donc l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle en béton.

6. Vérifications

a. Vérification du moment fléchissant

Le moment résistance plastique développée par la section mixte :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2 \times R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 744.99 \left[\frac{0.220}{2} + 0.095 + 0.055 - \left(\frac{744.99 \times 0.095}{2 \times 1556.81} \right) \right] = 176.76 \text{KN}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.46 \times 4.6^2}{8} + \frac{41.75 \times 4.6}{2} = 99.89 \text{KN.m}$$

$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant Il faut vérifier que la condition suivante est vérifiée :

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

$$V_{\text{plrd}} = 195.87 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} + \frac{3Ru}{2} = \frac{1.46 \times 4.6}{2} + \frac{3 \times 41.75}{2} = 65.98 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$condition vérifiée.

On a $V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} = 97.94 \text{ KN}$ → donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

c. Vérification de la rigidité Il faut vérifier la condition de flèche suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4600}{250} = 18.4 \text{ mm}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{30.37 \times 10^2}{95 \times 1150} = 0.030$$

$$I_c = 3337 \times \frac{(95 + 2 \times 55 + 220)^2}{4(1 + 15 \times 0.030)} + \frac{1150 \times 95^3}{12 \times 15} + 2772 \times 10^4 = 137.12 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.07 \times 4600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 137.12 \times 10^6} = 0.22 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 30.49 \times 4600^3 \times 10^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 137.12 \times 10^9} = 5.10 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 5.32 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$ Condition vérifiée.

$$f_{final} = f_{initial \max} + f_{final \max} = 5.32 + 13.67 = 18.99 \text{ mm} > f_{adm} = 18.4 \text{ mm}$$

Condition non vérifiée.

On doit augmenter le profilé (IPE240) :

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{39.12 \times 10^2}{95 \times 1150} = 0.036$$

$$I_c = 3912 \times \frac{(95 + 2 \times 55 + 240)^2}{4(1 + 15 \times 0.036)} + \frac{1150 \times 95^3}{12 \times 15} + 3892 \times 10^4 = 170.16 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.07 \times 4600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 170.16 \times 10^6} = 0.17 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 30.49 \times 4600^3 \times 10^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 170.16 \times 10^9} = 4.1 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 4.28 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$ Condition vérifiée

$$f_{final} = f_{initial \max} + f_{final \max} = 4.28 + 13.67 = 17.95 \text{ mm} < f_{adm} = 18.4 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Le profilé IPE240 est retenu pour les poutres principales du plancher terrasse de notre structure.

II.4.3.2. Dimensionnement de la poutre principale d'étage courant

Le dimensionnement de la poutre principale au niveau de l'étages courant se fait de la même manière que celle du plancher terrasse et ceux pour les deux phases « phase de constructions et phases finale ». Les charges et surcharges appliqués pour les étages courants sont les suivants :

$$\{G = 5.03\text{KN/m}^2 \text{ et } Q = 1.5\text{KN/m}^2\}$$

II.4.3.2.1. Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la poutre principale d'étage courant est représenté dans le tableau 2.12 suivant :

Tableau II. 12: Tableau récapitulatif de la poutre principale d'étage courant (phase de construction)

Msd=52.21KN.m	Mplrd=60.97KN.m	vérifiée
Vsd=34.52KN	Vplrd=195.87KN	vérifiée
Vsd=34.52KN	0.5Vplrd=97.94KN	vérifiée
f _{max} =13.67mm	f _{adm} =18.4mm	vérifiée

II.4.3.2.2 Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la poutre principale d'étage courant est représenté dans le tableau 2.13 suivant :

Avec :

$$Q_u = 1.36\text{kM/ml.}$$

$$Q_s = 0.99\text{kN/ml.}$$

Tableau II. 13: Tableau récapitulatif de la poutre principale d'étage courant (phase final)

Msd=99.62KN.m	Mplrd=176.76KN.m	vérifiée
Vsd=65.75KN	Vplrd=195.87KN	vérifiée
Vsd=65.75KN	0.5Vplrd=97.94KN	vérifiée
f _{max} =4.27mm	f _{adm} =18.4mm	vérifiée

Donc le profilé en IPE240 est retenu pour les poutres principales du plancher courant de notre structure.

II.4.4. Pré- dimensionnement des poteaux

II.4.4.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux des ossatures de bâtiments sont soumis à la compression et parfois ils peuvent être comprimés et fléchis (selon le système statique adopté). Son rôle est de transmette les efforts aux fondations.

Les poteaux sont réalisée habituellement à partir de profilée laminées en **I** ou **H** (sont les plus utilisée) ou en profiles reconstituées soudés, tubulaire

Pour notre structure nous avons choisie d'utilisé des poteaux en profilé **HEB**

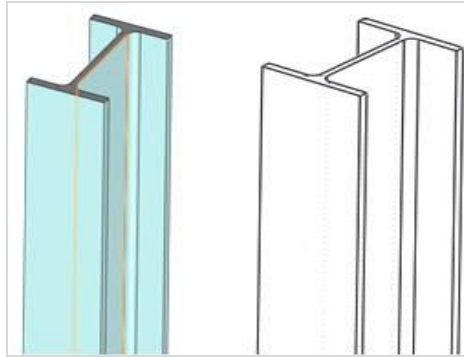


Figure II. 9: Poteau en IPE et HE.

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple.

II.4.4.2 Étapes de dimensionnement

Pour pouvoir adimensionnées les poteaux on doit suivre les étapes suivantes :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

II.4.4.3. Dimensionnement de poteau centrale au niveau de Plancher terrasse

Nous avons choisi le poteau le plus sollicité au niveau de plancher terrasse et on fait le pré-dimensionnement.

La surface qui revient au poteau central (voir la figure2.10) est calculée comme suit :

$$S = \left(\frac{4.10}{2} + \frac{3}{2} \right) \times \left(\frac{4.6}{2} + \frac{3.6}{2} \right) = 14.56 \text{m}^2$$

- Charge permanente : $G = 6.33 \text{m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{KNm}^2$

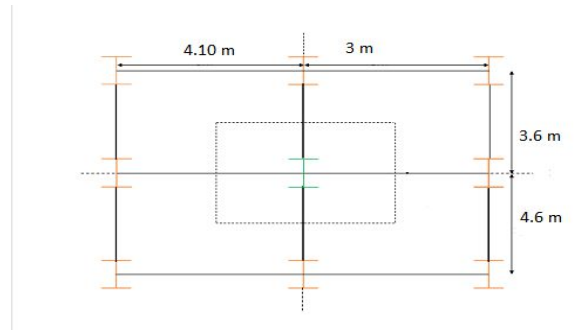


Figure II. 10: La surface reprise par le poteau.

Les charges appliquées dans cette surface sont les suivants :

- Poids propre du plancher terrasse : $6.33 \times 14.56 = 92.16 \text{KN}$
- Poids propre de la poutre porteuse IPE240 : $0.307 \times \left(\left(\frac{4.6}{2} \right) + \frac{3.6}{2} \right) = 1.26 \text{KN}$
- Poids propre de la poutre non porteuse HEA140 : $0.247 \times \left(\left(\frac{4.1}{2} \right) + \frac{3}{2} \right) = 0.88 \text{KN}$
- Poids propre des solives IPE160 : $0.158 \times 3 \times \left(\left(\frac{4.1}{2} \right) + \frac{3}{2} \right) = 1.68 \text{KN}$

$$\mathbf{G_t = 95.98 \text{kN}}$$

Pour la charge d'exploitation elle est calculée par l'expression suivante :

$$Q = 1 \times S = 14.56 \text{KN}$$

On détermine ensuite l'effort ultime N_{sd} on utilise l'équation suivante :

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 95.98 + 1.5 \times 14.56 = 151.41 \text{KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{151.41 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 7.09 \text{cm}^2$$

A partir du tableau des profilés en HEB on choisit **HEB100** avec une surface 26.04 cm^2

II.4.4.4. Dimensionnement de poteau au niveau de l'étage courant

Nous avons choisi le poteau le plus sollicité au niveau de l'étage courant, la surface qui revient au poteau central est égale à $S = 14.56 \text{m}^2$ et les charges qui agissent sur le poteau sont les suivants :

- Charge permanent : $G = 5.03 \text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$

Les charges appliquées dans cette surface c'est :

- Poids propre du plancher terrasse : $5.03 \times 14.56 = 73.24 \text{KN}$
 - Poids propre de la poutre porteuse IPE240 : $0.307 \times \left(\left(\frac{4.6}{2} \right) + \frac{3.6}{2} \right) = 1.26 \text{KN}$
 - Poids propre de la poutre non porteuse HEA140 : $0.247 \times \left(\left(\frac{4.1}{2} \right) + \frac{3}{2} \right) = 0.88 \text{KN}$
 - Poids propre des solives IPE160 : $0.158 \times 3 \times \left(\left(\frac{4.1}{2} \right) + \frac{3}{2} \right) = 1.68 \text{KN}$
- $G_t = 77.06 \text{ KN}$

Pour la charge d'exploitation elle est calculée par l'expression suivante :

→ $Q = 1 \times S = 21.84 \text{ KN}$

On détermine l'effort ultime N_{sd} :

$$N_{sd} = 1.35 \times 77.09 + 1.5 \times 21.84 = 136.79 \text{KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{136.79 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 6.40 \text{ cm}^2$$

A partir du tableau des profilés en HEB on choisit **HEB100** avec une surface égale à 26.04cm^2 . Les mêmes étapes seront suivies pour les autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau 2.14 suivant :

Tableau II. 14: Résultats de poteaux choisis

Niveau	G [KN]	ΣG [KN]	Q[KN]	ΣQ [KN]	N_{sd} [KN] = $1.35 \Sigma G +$ $1.5 \Sigma Q$	A [cm ²]	Profilé choisi
Terrasse	95.98	95.98	14.56	14.56	151.41	7.09	HEB100
5 ^{eme}	77.06	173.04	21.84	36.4	288.20	13.49	HEB100
4 ^{eme}	77.06	250.1	21.84	58.24	425	19.89	HEB100
3 ^{eme}	77.06	327.16	21.84	80.08	561.79	26.30	HEB100
2 ^{eme}	77.06	404.22	21.84	101.92	698.58	32.70	HEB120
1 ^{eme}	77.06	481.28	21.84	123.76	835.37	39.10	HEB140
RDC	77.06	558.34	21.84	145.6	972.16	45.51	HEB160

II.4.4.5. Vérification de poteau

Nous avons choisie de vérifier la résistance au flambement du poteau au niveau du RDC.

Donc on doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Le tableau 2.16 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques du poteau réalisé en HEB160.

Tableau II. 15: Caractéristique du profilé HEB160

Profilé	h[mm]	b[mm]	t _f [mm]	t _w [mm]	A[cm ²]	i _y [cm]	i _z [cm]
HEB160	160	160	13	8	54.25	6.78	4.05

➤ **Classification du profilé**

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = 1$$

$$\frac{44}{8} = 5.5 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = 9.38 < 10\varepsilon \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1.

- $\beta_A = 1$ (classe 1)
- $\lambda_1 = 93.91\varepsilon = 93.91$

▪ **La longueur de flambement :**

$$L_{fy} = L_{fz} = 0.7L = 3.15 \text{ m (encasté-articulé).}$$

▪ **Elancement maximal :**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3.15 \times 10^2}{6.78} = 46.46$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3.15 \times 10^2}{4.05} = 77.78$$

$\lambda_y < \lambda_z \rightarrow$ Suivant la direction y-y, d'où l'axe de flambement est (z-z).

▪ **Elancement réduit**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{77.78}{93.91} \times \sqrt{1} = 0.83 > 0.2 \rightarrow \text{donc risque de flambement}$$

Vérification du flambement

$$\text{on a } \frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1.2 \quad \text{et } t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

▪ **Courbe de flambement** courbe c ($\alpha=0.49$)

$$\varphi = 0.5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\varphi = 0.5 \times (1 + 0.49(0.83 - 0.2) + 0.83^2)$$

$$\varphi = 1$$

Alors :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.81 + (1^2 - 0.83^2)^{0.5}} = 0.64$$

Donc :

$$N_{brd} = \frac{0.64 \times 1 \times 45.25 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 741.75 \text{KN}$$

$N_{sd} = 972.16 \text{KN} > N_{brd} = 746.63 \text{KN} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée

Alors on augmente la section et on revérifier le flambement pour un poteau en HEB180.

Le tableau 2.16 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques du poteau en HEB180.

Tableau II. 16: Caractéristique du profilé HEB180

Profilé	h[mm]	b[mm]	t _f [mm]	t _w [mm]	A[cm ²]	i _y [cm]	i _z [cm]
HEB180	180	180	14	8.5	65.25	7.66	4.57

▪ **La longueur de flambement**

La longueur de flambement suivant les deux plans de flambement (y-y et z-z) est déterminée comme suit :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0.7L = 3.15 \text{m}$$

▪ Elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3.15 \times 10^2}{7.66} = 41.12$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3.15 \times 10^2}{4.57} = 68.93$$

$\lambda_y < \lambda_z \rightarrow$ Suivant la direction y-y, d'où l'axe de flambement est (z-z).

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{68.93}{93.91} \times \sqrt{1} = 0.73 > 0.2 \rightarrow \text{donc risque de flambement}$$

– **Vérification du flambement**

on a $\frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1 < 1.2$ et $t_f = 14 \text{mm} < 100 \text{mm}$

- Courbe de flambement : courbe c ($\alpha=0.49$).

$$\varphi = 0.5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\varphi = 0.5 \times (1 + 0.49(0.73 - 0.2) + 0.73^2)$$

$$\varphi = 0.9$$

Alors :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \left(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2\right)^{0.5}} = \frac{1}{0.9 + (0.9^2 - 0.73^2)^{0.5}} = 0.70$$

Donc :

$$N_{brd} = \frac{0.70 \times 1 \times 65.25 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 975.78 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 972.16 \text{ KN} < N_{brd} = 975.78 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Les mêmes étapes sont appliquées pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau 2.17 suivant :

Tableau II. 17: Choix et vérifications des poteaux centraux

Niveau	h[mm]	A[cm ²]	N _{sd} [KN]	N _{brd} [KN]	Vérification	Profile choisie
Terrasse	3.5	7.09	151.41	328.81	OUI	HEB100
5 ^{ème}	3.5	13.49	288.20	328.81	OUI	HEB100
4 ^{ème}	3.5	19.89	425	457.74	OUI	HEB120
3 ^{ème}	3.5	26.30	561.79	642.45	OUI	HEB140
2 ^{ème}	3.5	32.70	698.58	892.41	OUI	HEB160
1 ^{er}	3.5	39.10	835.37	892.41	OUI	HEB160
RDC	4.5	45.51	972.16	975.78	OUI	HEB180

II.4.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu réalisés le pré-dimensionnement des différents éléments de résistances décrits antérieurement, les sections des différents éléments ne sont pas définitives reste à les vérifiées dans les prochains chapitres sous différents combinaisons. Ces résultats nous serviront de base pour la modélisation de notre structure afin de pouvoir réalisée l'étude dynamique et faire ensuite les vérifications sous différents combinaisons suivant les normes décrites dans les règlements CCM97, Eurocode 3, et Eurocode 4..etc.

CHAPITRE III :
Etude Climatique

III .1. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et à la neige, ces dernier peuvent agir sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV2013)

III .2. Action de la neige

Le règlement (RNV 2013) définit les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre, notre projet est implanté dans la commune de Del Brahim dans la wilaya d'Alger, cette dernière est classée selon le règlement neige et vent (RNV2013) en zone B avec une altitude de 266 m par rapport au niveau de la mer.

III.2.1. Calcule de la charge de neige

La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture et calculer par la formule suivante :

Données du site Zone : B

Altitude (par rapport au niveau de la mer) : 266 m.

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

Avec :

S_k : charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de a zone de neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme d toiture.

III.2.1.1. Détermination de la charge S_k

La valeur de la charge S_k en KN/m^2 est définie en fonction de l'altitude H (déterminer par rapport au niveau de mer) en m du site considéré et elle est calculé est par les lois de variation suivante :

- Zone A : $S_k = \frac{0.07H + 15}{100}$
- Zone B : $S_k = \frac{0.04H + 10}{100}$
- Zone C : $S_k = \frac{0.0325H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige

On est dans la zone B donc S_k est calculé par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{0.04 \times 266 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.206 \text{ KN/m}^2$$

III.2.1.2. Détermination du coefficient de forme des toitures(μ) :

Les valeurs des coefficients de forme μ données dans le tableau suivant :

Tableau III. 1: Les valeurs de coefficient μ .

Angle du versant par rapport à l'horizontale en ($^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
Coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0

Dans notre projet on a une toiture plate ($\alpha=0^\circ$) :

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0.8 \times 0.206 = 0.165 \text{ [KN/m}^2 \text{]}$$

III.3. Action du vent

III.3.1. Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et les principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

III.3.2. Données relative au site

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger. Donc :

Zone du vent : zone I

$$V_{\text{ref}} = 25 \text{ m/s} \quad (\text{cf. RNV2013 chapitre 2 §Tableau 1.1})$$

$$q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2 \quad (\text{cf. RNV2013 Chapitre 2 §2.3.1})$$

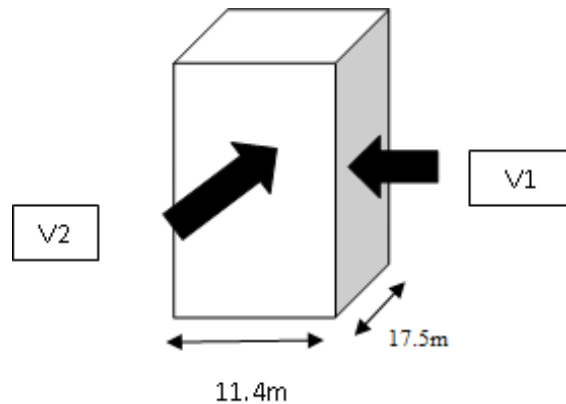
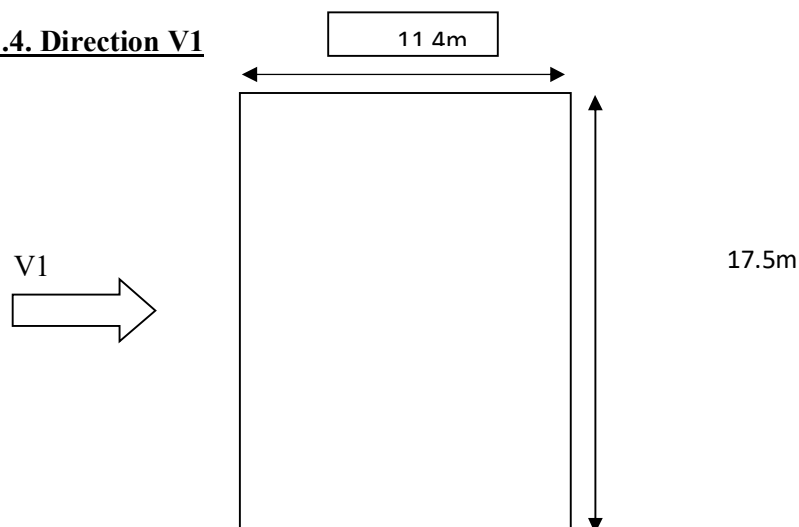
Catégorie de terrain (cf. RNV2013 chapitre 2 § 2.4.3).**Tableau III. 2:** Coefficient en fonction de la catégorie de terrain

Catégorie du terrain	Facteur du terrain K_t	Le paramètre de rugosité Z_0 (m)	La hauteur nominale Z_{min} (m)	Coefficient ε
0 : mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38

III.3.3. Principe de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

- Au pignon (sens V2 du vent).
- Au long-pan (sens V1 du vent).

**Figure III. 1:** Les directions du vent.**III.3.4. Direction V1****Figure III. 2:** La direction du V1.

$$\left. \begin{array}{l} h = 25.5\text{m} \\ b = 17.5\text{m} \end{array} \right\} 17.5 < 25.5 < 35 \Rightarrow b < h \leq 2b$$

$$d=11.4\text{m}$$

III.3.4.1. Paramètre de calcul

Hauteur de référence Z_e (cf. RNV2013 chapitre2 §2.3.2) :

Bande 1 : $Z_e = b = 17.5\text{m}$

Bande 2 : $Z_e = h = 25.5\text{m}$

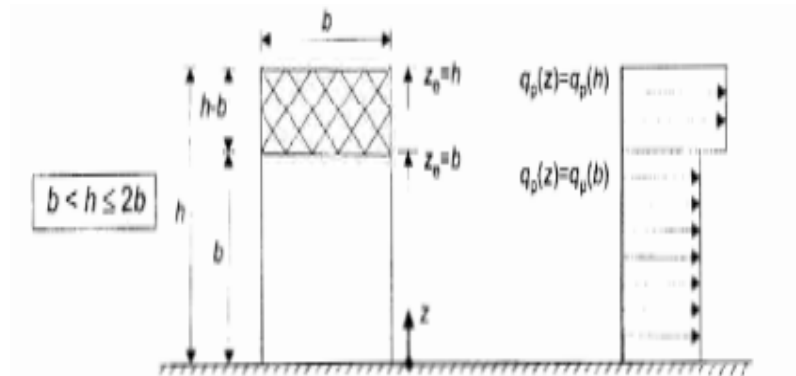


Figure III. 3: hauteur de référence Z_e .

a. Coefficient de rugosité C_r (cf. RNV2013 chapitre2 §2.4.4)

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par la loi suivante :

$$\begin{cases} C_r = K_t \times \ln \frac{Z}{Z_0} & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r = K_t \times \ln \frac{Z_{\min}}{Z_0} & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

On a : $Z_{\min} = 1\text{m} < Z = 25.5\text{m} < 200\text{m}$

Tableau III. 3: Coefficient de rugosité

Bande	$Z=Z_e$	C_r
0-17.5m	17.5	1.353
17.5-25.5m	25.5	1.411

b. Coefficient topographique C_t :

Le coefficient de topographie C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellements isolés

...etc. Le site d'implantation de notre structure, est un site plat ; alors $C_t = 1$.

c. Intensité de turbulence I_v : (cf. RNV2013 chapitre2 §2.4.6)

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du Vent et est donnée par équation suivante :

$$I_v(Z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

On a : $Z_{\min} = 1 \text{ m} < Z = 25.5 \text{ m}$

Les valeurs de calcul d'intensité de turbulence sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 4: Intensité de turbulence

Bande	$Z=Z_e$	I_v
0-17.5m	17.5	0.115
17.5-25.5m	25.5	0.111

Coefficient d'exposition C_e (cf. RNV 2013 §2.4)

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7 \times I_v(Z)]$$

Les valeurs de calcul de coefficient d'exposition sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 5: Coefficient d'exposition

Bande	$Z=Z_e$	C_e
0-17.5m	17.5	3.304
17.5-25.5m	25.5	3.538

d. La pression dynamique du point q_p (cf. RNV2013. §2.3)

La pression dynamique de la pointe q_p est définie comme suit :

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z)$$

Avec : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$

Les valeurs de calcul de la pression dynamique sont montrées dans le tableau 3.6 ci-dessous :

Tableau III. 6: Pression dynamique de pointe

Bande	Z=Ze	q _p (Ze)
0-17.5m	17.5	1239
17.5-25.5m	25.5	1259.25

On récapitule les résultats précédents dans le tableau 3.7 suivant :

Tableau III. 7: Tableau récapitulatif

Tronçon	Ze[m]	C _r	C _t (Ze)	I _v (Z)	C _e (Ze)	q _p (Ze)
De 0 à 17.5m	17.5	1.353	1	0.115	3.304	1239
De 17.5 à 25.5m	25.5	1.411	1	0.111	3.358	1259.25

III.3.4.2. Coefficient de pression (cf. RNV2013.chapitre.5)

III.3.4.2.1. Calcul des coefficients de pression extérieure

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } A \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10}(A) \quad \text{si } 1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } A \geq 10\text{m}^2$$

Avec : A est la surface chargée de la paroi considérée en m².

Les tableaux (3.8) et (3.9) donnent les valeurs de C_{pe} pour la paroi verticale et la toiture.

Tableau III. 8: coefficients de pressions extérieures pour parois verticales

Paroi latérale				Paroi au vent		Paroi sous le vent			
A, A'		B, B'		C		D		E	
C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

Tableau III. 9: Coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates

		Zone							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
arêtes vives (sans acrotères)		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	± 0.2	
avec acrotères	h _p /p=0,025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
	h _p /p=0,05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	h _p /p=0,10	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	
sans acrotères	r/h=0,05	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4		± 0.2	
	r/h=0,10	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3		± 0.2	
	r/h=0,20	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3		± 0.2	
brisis mansardés	α=30°	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3		± 0.2	
	α=45°	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4		± 0.2	
	α=60°	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5		± 0.2	

1. Parois verticales :

$$\begin{cases} h = 25.5\text{m} \\ b = 17.5\text{m} \rightarrow e = \min(b, 2h) = 17.5\text{m} > d \\ d = 11.4\text{m} \end{cases}$$

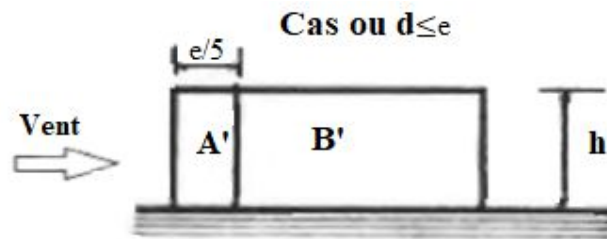


Figure III. 4: Figure pour les parois verticales.

D'où :

$$A' = \left(\frac{e}{5}\right) = \left(\frac{17.5}{5}\right) = 3.5\text{m}$$

$$B' = d - \left(\frac{e}{5}\right) = 11.4 - \left(\frac{17.5}{5}\right) = 7.5\text{m}$$

Les tableaux (3.10) et (3.11) résume les résultats obtenus :

Tableau III. 10: Valeur de C_{pe} pour les parois Au vent :(zone D) -Direction V1

Zone	Surface (m ²)	C _{pe}
D	25.5 × 17.5 = 446.25 > 10 donc C _{pe} = C _{pe,10}	+0.8

Tableau III. 11: Valeur de Cpe pour les parois sous vent (zone A,B,E) –Direction V1

Zone	Surface (m ²)	Cpe
A'	$25.5 \times 3.5 = 89.25 > 10$ donc $Cpe = Cpe.10$	-1
B'	$25.5 \times 7.9 = 201.45 > 10$ donc $Cpe = Cpe.10$	-0,8
E	$25.5 \times 17.5 = 446.25 > 10$ donc $Cpe = Cpe.10$	-0.3

On a montré les valeurs de Cpe dans les parois verticales dans le schéma suivant :

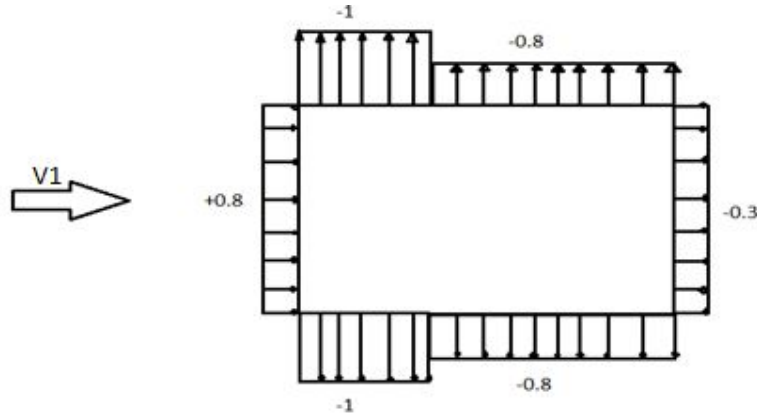


Figure III. 5: Valeurs de Cpe pour les parois Verticales _ direction V1.

2. Toiture :

$$\begin{cases} h = 26.1m \\ b = 17.5m \rightarrow e = (\min 17.5, 52.2) = 17.5m \\ d = 11.4m \end{cases}$$

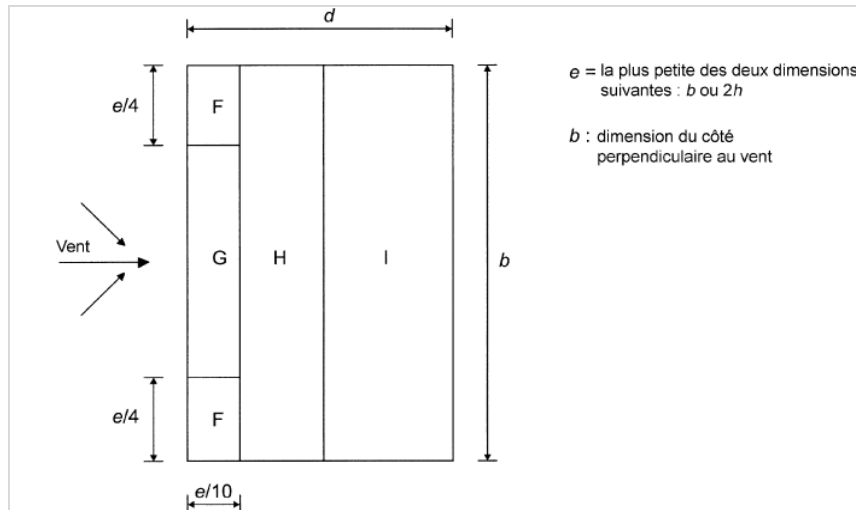


Figure III. 6: Légende pour la toiture plate.

D'où :

la largeur de la zone F = $\frac{e}{10} = \frac{17.5}{10} = 1.75m$

$$\text{la largeur de la zone G} = \frac{e}{10} = \frac{17.5}{10} = 1.75\text{m}$$

$$\text{la longueur de la zone G} = e - 2\left(\frac{e}{4}\right) = 17.5 - 2\left(\frac{17.5}{4}\right) = 8.75\text{m}$$

$$\text{la largeur de la zone H} = \left(\frac{e}{2}\right) - \left(\frac{e}{10}\right) = \left(\frac{17.5}{2}\right) - \left(\frac{17.5}{10}\right) = 7\text{m}$$

$$\text{la longueur de la zone H} = b = 17.5\text{m}$$

$$\text{la largeur de la zone I} = d - \frac{e}{2} = 11.4 - \frac{17.5}{2} = 2.65\text{m}$$

$$\text{la longueur de la zone I} = b = 17.5\text{m}$$

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0,60m de hauteur.

$$\frac{H_p}{H} = \frac{0.6}{25.5} = 0.02\text{m}$$

Les résultats de Cpe obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 12: Valeur de Cpe pour la toiture _ direction V1

Zone	Surface (m ²)	Cpe
F	$1.75 \times 4.375 = 7.656 < 10$	-1.670
G	$1.75 \times 8.75 = 15.313 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe} \cdot 10$	-1.1
H	$17.5 \times 7 = 1225 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe} \cdot 10$	-0.7
I	$17.5 \times 2.65 = 46.375 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe} \cdot 10$	+0.2
		-0.2

III.3.4.2.2. Calcul des coefficients de pression intérieure

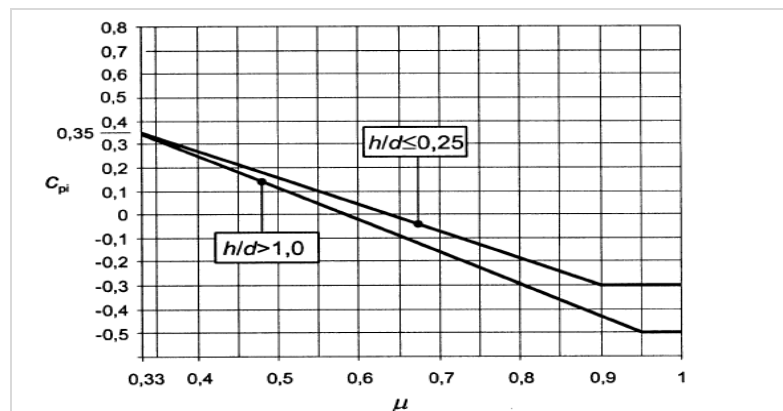
Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou à considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l'enveloppe du bâtiment.

Dans le cas d'un bâtiment sans face dominante le coefficient de pression intérieure est calculé comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } c_{pe} < 10}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}} \quad (\text{cf RNV2 013.}\S 5.2.2.2)$$

Tableau III. 13: Des surfaces des ouvertures dans les faces

Façade	Surface des fenêtres	Surface des portes (m ²)	Surface totale
Façade principale	14(1.2×1.4) +14(0.45×0.6)=27.3	14(0.9×2.17 = 27.342	54.642
Façade latérale	14(1.2×1.14 = 23.52	14(0.9×2.17) +12(0.4×2)+(1.4×2.25)= 40.092	63.612
Façade côté Gauche	0	0	0
Façade côté droite	0	0	0

**Figure III. 7:** Indice de perméabilité. (RNV2013cf.chapitre5 §5.2.2).

$$\mu_p = \frac{63.612}{118.254} = 0.54$$

$$\frac{h}{d} = \frac{25.5}{11.4} = 2.24 > 1 \text{ Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer } C_{pi}$$

$$\text{Pour } \mu_p = 0.54 \text{ et } \frac{h}{d} > 1 \text{ } C_{pi} = 0.04$$

III.3.4.2.3 Coefficient dynamique Cd (cf. RNV2013.chapitre.3)

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction due à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification due à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale de la structure.

$$Z_{eq} = 0.6 \times h$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 25.5 = 15.3\text{m}$$

Tableau III. 14: Coefficient Cd

Paramètre	Forme analytique	Référence RNV2 013	Résultats
Li(Zeq)	$Li(z)=300\left(\frac{z}{200}\right)^6 \times$	cf.§ 3.3.1 formule 3.3a	112.957
Q ²	$Q^2 = \frac{1}{1+9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(Zeq)}\right)^{0.63}}$ Avec : h=25.5m et b=17.5m	cf.§ 3.3.1 formule 3.2	0.170
N _{l,x} (Hz)	$N_{l,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$ avec : $f = \frac{1}{T}$ $T = (\min T_1, T_x, T_y)$ $T_1 = C_T \times h_N^{3/4}$ $T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ $T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ Avec : h _N =25.5m et D=11.4m	cf.§3.3.4.2 formule 3.14	0.371
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$	cf.§3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.005
C _r	$C_r(Zeq) = Kt \times \ln \frac{Zeq}{Z0}$	(cf.§2.4.4 formule 2.3)	1.332
V _m (Zeq)	$V_m(Zeq) = C_r \times C_t \times V_{réf}$	cf. annexe 2	33.294
N _x	$N_x = \frac{n_{l,x} \times Li(Zeq)}{V_m(Zeq)}$	cf.§ 3.3.2 formule 3.6	1.258
R _N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	cf.§ 3.3.2 formule 3.5	0.107
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$	cf.§ 3.3.2 formule 3.8b	1.306
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{Li(Zeq)}$	cf.§ 3.3.2 formule 3.8a	0.897
R _h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	cf.§ 3.3.2 formule 3.7a	0.411
R _b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	cf.§ 3.3.2 formule 3.7b	0.650
R ²	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf.§ 3.3.2 formule 3.4	2.821

v	$v = n_{l,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}}$	cf.§ 3.3.3 formule 3.12	0.9
G	$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	cf.§ 3.3.3 formule 3.11	3.615
Iv	$Iv = \frac{1}{Ct \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z0}\right)}$	cf.§ 3.4.6 formule 2.5	0.117
Cd	$\frac{1 + 2 \times g \times Iv(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7Iv(Z_{eq})}$	cf.§ 3.3. formule 3.1	1.354

III.3.4.2.4. Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

$$b = 17.5\text{m}$$

$$d = 11.4\text{m}$$

$$h = 25.5\text{m}$$

$$2(11.4 \times 25.5) \leq 4(2 \times 17.5 \times 25.5)$$

$$581.4 < 3570.$$

La condition est vérifiée alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

III.3.4.3. La pression aérodynamique et l'action d'ensemble

La pression aérodynamique $W(z_j)$ et l'action d'ensemble $F(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad (\text{cf. RNV2 013 chapitre 2§2.6})$$

$$F(z_j) = Cd \times W(z_j) \times A_{Ref}$$

Les tableaux suivants représentent les valeurs de la pression aérodynamique et l'action d'ensemble pour la paroi vertical et la toiture pour la direction V1 :

Tableau III. 15: Valeur de W_j et F pour les parois au vent (zone D)

Zone	q_p (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Ze)$ [N/m ²]	Force totale (KN)
D	1259.25	446.25	0.8	0.04	957.03	578.26

Tableau III. 16: Valeur de Wj et F pour les parois sous le vent (zone A, B, E)

Zone	q _p (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W (Ze [N/m ²])	Force totale [kN]
A'	1259.25	89.25	-1	0.04	-1309.62	-158.26
B'		201.45	-0,8	0.04	-1057.77	-288.52
E		446.25	-0.3	0.04	-428.15	-258.69

Tableau III. 17: Valeurs de Wj et F pour la toiture

Zone	q _p (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	Wj (N/m ²)	Force totale [kN]	
F	1329	7.656	-1.670	0.04	-2272.59	-23.56	
G		15.313	-1.1	0.04	-1515.06	-31.41	
H		122.5	-0.7	0.04	-983.46	-163.12	
I		46.375		-0.2	0.04	-318.96	-20.03
				+0.2		212.64	13.35

III.3.5 Direction V2

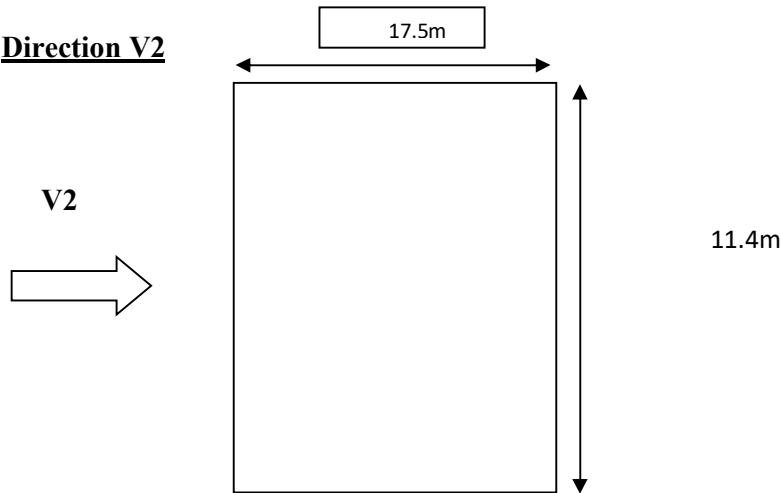


Figure III. 8: La direction du V2.

$$\left. \begin{matrix} h = 25.5 \\ b = 11.4 \end{matrix} \right\} 25.5 > 35 \Rightarrow h > 2b$$

d=17.5m.

III.3.5.1. Paramètre de calcul

Hauteur de référence Ze

Bande 1 : Ze=b=11.4m

Bande 2 : divise ont plusieurs bandes :

$$h - 2b = 25.5 - 22.8 = 2.7m \left\{ \begin{matrix} Ze = 0.9m \\ Ze = 1.8m \\ Ze = 2.7m \end{matrix} \right.$$

Bande 3 : Ze=h=25.5m

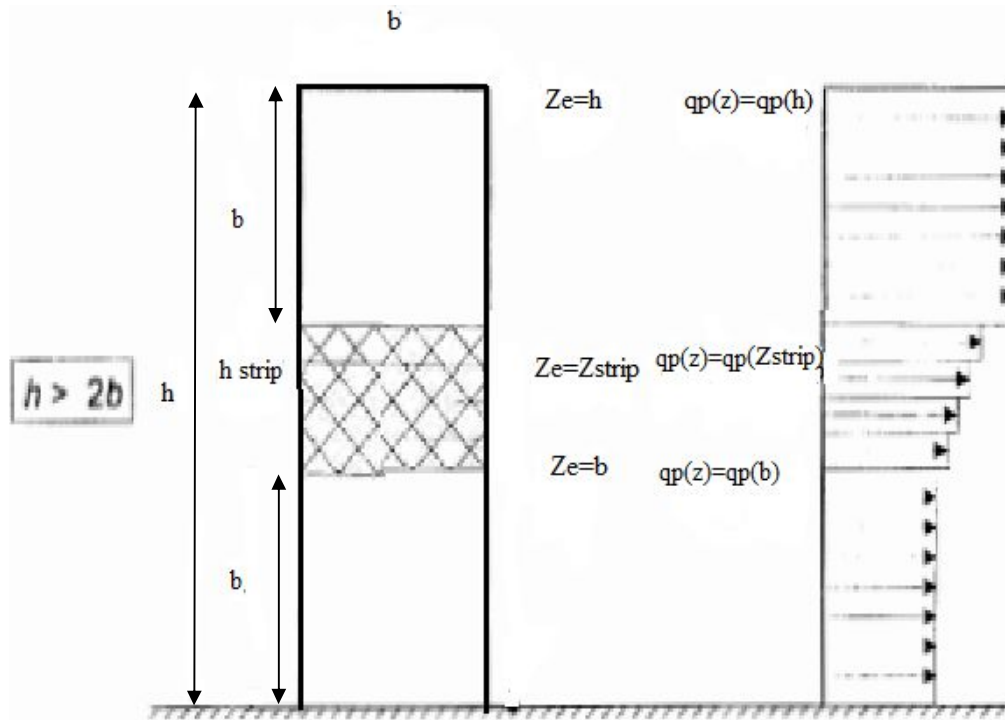


Figure III. 9: hauteur de référence Z_e (cf. RNV2 013 chapitre2/ 2.3.2).

a. Coefficient de rugosité C_r :

On calcule C_r avec la formule suivante et les résultats sont représentés dans le tableau 3.18 :

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ pour } Z_{\min} \leq Z < 200\text{m}$$

Tableau III. 18: Valeurs du coefficient de rugosité C_r

Bande	$Z=Z_e$	C_r
0-11.4m	11.4	1.289
11.4-12.3	12.3	1.298
12.3-13.2	13.2	1.309
13.2-14.1	14.1	1.319
14.1-25.5	25.5	1.411

b. Coefficient topographique C_t :

$C_t=1$ pour un site plat.

c. Intensité de turbulence I_v :

On calcule I_v avec la formule suivante et les résultats sont représentés dans le tableau 3.19 :

$$Iv(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \text{ pour } Z > Z_{\min}$$

Tableau III. 19: Valeurs de l'intensité de turbulence Iv

Bande	Z=Ze	Iv
0-11.4m	11.4	0.121
11.4-12.3	12.3	0.120
12.3-13.2	13.2	0.119
13.2-14.1	14.1	0.118
14.1-25.5	25.5	0.111

d. Coefficient d'exposition Ce :

On calcule Ce avec la formule suivante et les résultats sont représentés dans le tableau 3.20 :

$$Ce(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7 \times Iv(Z)]$$

Tableau III. 20: Valeurs du coefficient d'exposition Cr

Bande	Z=Ze	Cr
0-11.4m	11.4	3.069
11.4-12.3	12.3	3.1
12.3-13.2	13.2	3.141
13.2-14.1	14.1	3.177
14.1-25.5	25.5	3.538

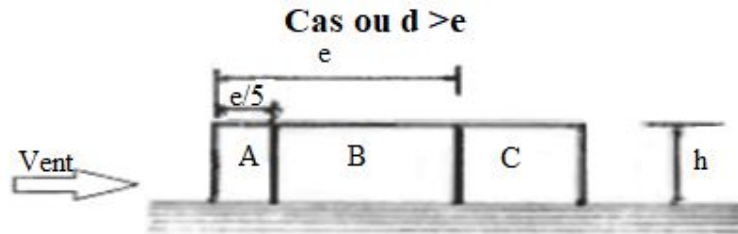
Dans le tableau 3.21 nous avons résumés les résultats obtenus précédemment

Tableau III. 21: Tableau récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	Cr	Ct(Ze)	Iv(Z)	Ce(Ze)	qp(Ze)
de 0 à 11.4m	11.4	1.289	1	0.121	3.069	1150.875
de 11.4 à 12.3m	12.3	1.298	1	0.120	3.1	1162.5
de 12.3 à 13.2	13.2	1.309	1	0.119	3.141	1177.875
de 13.2 à 14.1	14.1	1.319	1	0.118	3.177	1191.375
de 14.1 à 25.5	25.5	1.411	1	0.111	3.538	1326.75

III.5.2. Coefficient de pression**III.5.2.1. Calcul des coefficients de pression extérieure****a. Parois verticales :**

$$\begin{cases} h = 25.5\text{m} \\ b = 11.4\text{m} \rightarrow e = \min(b, 2h) = \min(11.4, 35) = 11.4 < d \\ d = 17.5\text{m} \end{cases}$$

**Figure III. 10:** Légende pour les parois verticales.

D'où :

$$A = \left(\frac{e}{5}\right) = \left(\frac{11.4}{5}\right) = 2.28\text{m}$$

$$B = e - \left(\frac{e}{5}\right) = 11.4 - \left(\frac{11.4}{5}\right) = 9.12\text{m}$$

$$C = d - e = 17.5 - 11.4 = 6.1\text{m}$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau III. 22: Valeur de C_{pe} pour les parois au vent (zone D)

Zone	Surface (m^2)	C_{pe}
D	$25.5 \times 11.4 = 290.7 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	+0.8

Tableau III. 23: Valeur de C_{pe} pour les parois sous le vent (zone A,B,C,E)

Zone	Surface (m^2)	C_{pe}
A	$25.5 \times 2.28 = 58.14 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	-1
B	$25.5 \times 9.12 = 232.56 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	-0,8
C	$6.1 \times 25.5 = 155.55 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	-0.5
E	$25.5 \times 11.4 = 290.7 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	-0.3

On a montré les valeurs de Cpe dans les parois verticales dans le schéma suivant :

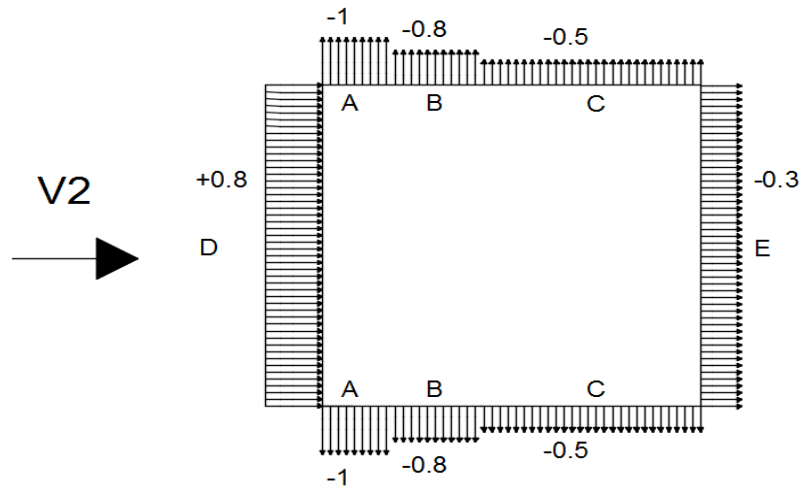


Figure III. 11: Valeurs de Cpe pour les parois Verticales _ direction V2.

b. Toiture :

$$\begin{cases} h = 26.1\text{m} \\ b = 11.4\text{m} \rightarrow e = (\min 11.4, 52.2) = 11.4\text{m} \\ d = 17.5\text{m} \end{cases}$$

la largeur de la zone F = $\frac{e}{10} = \frac{11.4}{10} = 1.14\text{m}$

la largeur de la zone G = $\frac{e}{10} = \frac{11.4}{10} = 1.14\text{m}$

la longueur de la zone G = $e - 2\left(\frac{e}{4}\right) = 11.4 - 2\left(\frac{11.4}{4}\right) = 5.7\text{m}$

la largeur de la zone H = $\left(\frac{e}{2}\right) - \left(\frac{e}{10}\right) = \left(\frac{11.4}{2}\right) - \left(\frac{11.4}{10}\right) = 4.56\text{m}$

la longueur de la zone H = $b = 11.4\text{m}$

la largeur de la zone I = $d - \frac{e}{2} = 17.5 - \frac{11.4}{2} = 11.8\text{m}$

la longueur de la zone I = $b = 11.4\text{m}$

Les résultats de Cpe obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 24: Valeur de Cpe pour la toiture

Zone	Surface [m]	Cpe
F	$1.14 \times 2.85 = 3.249 < 10$	-1.893
G	$5.7 \times 1.14 = 6.498 < 10$	-1.231
H	$4.56 \times 11.4 = 51.984 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe} \cdot 10$	-0.7
I	$11.8 \times 11.4 = 134.52 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe} \cdot 10$	+0.2
		-0.2

III.5.2.2. Calcul des coefficients de pression intérieure

D'après le tableau 3.13 on trouve :

$$\mu_p = \frac{118.254}{118.254} = 1$$

$$\frac{h}{d} = \frac{25.5}{17.5} = 1.46 > 1 \quad \text{Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer } C_{pi} :$$

$$\text{Pour } \mu_p = 1 \text{ et } \frac{h}{d} > 1 \quad C_{pi} = -0.5$$

III.5.2.3 Coefficient dynamique Cd

$$Z_{eq} = 0.6 \times h$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 25.5 = 15.3 \text{ m}$$

Tableau III. 25: coefficient Cd

Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultats
Li(Zeq)	$Li(z) = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^\varepsilon \times$	cf. § 3.3.1 formule 3.3a	112.957
Q ²	$Q^2 = \frac{1}{1 + 9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(Zeq)} \right)^{0.63}}$ Avec : h=25.5m et b=11.4m	cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.184
N _{l,x} (Hz)	$N_{l,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$ avec : $f = \frac{1}{T}$ $T = (\min T_1, T_x, T_y)$ $T_1 = C_T \times h_N^{3/4}$ $T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}$ $T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}$ Avec : h _N =25.5m et D=17.5m	cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	0.371
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec : δ _a = 0.05	cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.005
C _r	$C_r(Zeq) = K_t \times \ln \frac{Zeq}{Z_0}$	(cf. § 2.4.4 formule 2.3)	1.332
V _m (Zeq)	$V_m(Zeq) = C_r \times C_t \times V_{réf}$	cf. annexe 2	33.294
N _x	$N_x = \frac{n_{l,x} \times Li(Zeq)}{V_m(Zeq)}$	cf. § 3.3.2 formule 3.6	1.258

R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	cf. § 3.3.2 formule 3.5	0.107
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8b	1.306
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{Li(Zeq)}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8a	0.584
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.411
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.702
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf. § 3.3.2 formule 3.4	3.047
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}}$	cf. § 3.3.3 formule 3.12	0.865
G	$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.604
I_v	$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Zeq}{Z0}\right)}$	cf. § 3.4.6 formule 2.5	0.117
C_d	$\frac{1 + 2 \times g \times I_v(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Zeq)}$	cf. § 3.3. formule 3.1	1.38

III.5.2.4. Calcul de la force de frottement

$$b = 11.4\text{m}$$

$$d = 17.5\text{m}$$

$$h = 25.5\text{m}$$

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

$$2(17.5 \times 25.5) \leq 4(2 \times 11.4 \times 25.5)$$

$$892.5 < 2325.6$$

La condition est vérifiée alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

III.5.3. La pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ et l'action d'ensemble $F(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

$$F(z_j) = C_d \times W(z_j) \times A_{ref}$$

Les tableaux suivants représentent les valeurs de la pression aérodynamique et l'action d'ensemble pour la paroi vertical et toiture pour la direction V2 :

Tableau III. 26: Valeur de WJ et F pour les parois au vent (zone D)

Zone	q_p (N/m ²)	A_{ref}	C_{pe}	C_{pi}	W (Ze) [N/m ²]	Force totale [KN]
D	1326.75	290.7	0.8	-0.5	1724.76	691.92

Tableau III. 27: Valeur de WJ et F pour les parois sous le vent (zone A, B, C, E)

Zone	q_p (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W (Ze) [N/m ²]	Force totale [KN]
A	1326.75	58.14	-1	-0.5	-663.38	-53.23
B		232.56	-0,8	-0.5	-98.025	-31.46
C		155.55	-0.5	-0.5	0	0
E		290.7	-0.3	-0.5	265.35	106.45

Tableau III. 28: Valeurs de Wj et F pour la toiture

Zone	q_p (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W_j (N/m ²)	Force totale [KN]
F	1329	3.249	-1.893	-0.5	-1851.30	-8.30
G		6.498	-1.231	-0.5	-971.50	-8.71
H		51.984	-0.7	-0.5	-265.8	-19.07
I		134.52		-0.2	-0.5	398.7
	+0.2			930.3		172.70

Chapitre IV :

Etudes des éléments secondaires

IV.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (cloisons ...), en béton (acrotère, escaliers, balcon...etc.) et ou en acier (escaliers, ascenseurs...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Acrotère
- Escalier

Cette étude est indépendante de l'action sismique et le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA99 version 2003 ».

IV.2. l'acrotère

IV.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre (G) et à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale horizontale sismique. Il est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS et l'ELA.

Les dimensions de l'acrotère sont bien illustrées sur la figure 4.1 avec les valeurs suivantes :

- La hauteur : $h = 60$ cm ;
- L'épaisseur : $h_0 = 10$ cm ;
- Largeur : $b = 100$ cm.

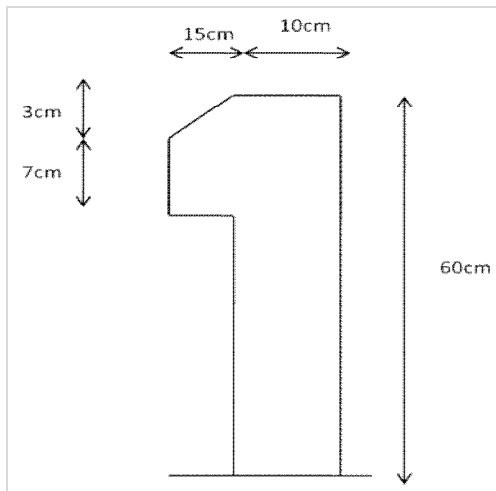


Figure IV. 1: Dimension de l'acrotère.

IV.2.2. Calcul des charges agissantes sur l'acrotère

L'acrotère est calculé à la flexion simple et composée sous l'effet d'un effort normal et un moment fléchissant. (Voir la figure 4.2).

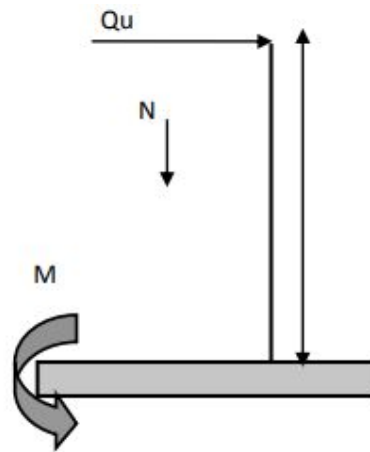


Figure IV. 2: Schéma statique de l'acrotère.

Surface de l'acrotère :

$$S = \frac{0.03 \times 0.15}{2} + (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) = 0.07 \text{m}^2$$

Charge permanent :

$$G = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{KN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{kN/m}$$

La force horizontale due à l'effet du séisme

Conformément aux règles parasismiques Algériennes " R.P.A 99 / version 2003" (DTR-BC 2.48) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action de la force horizontale suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau 4.1 (RPA99/2003) pour le groupe d'usage 2 et la zone sismique III, $A=0.25$

C_p : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le tableau 6.1 (RPA99/2003), dans notre cas : $C_p = 0.8$.

WP : le poids propre de l'acrotère : $WP = 1.75 \text{ KN/m}$.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.75 = 1.4 \text{ KN/m}$$

On détermine ensuite l'effort Nu et MU on utilise l'équation suivante :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.75 = 2.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

IV.2.3. Calcul de l'excentricité

On calcule l'excentricité selon la formule suivante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.36} = 0.38 \text{ m}$$

$$e_1 = h_0 / 6 = 0.1 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

IV.2.4. Calcul en flexion simple

Détermination du moment réduit :

On calcule le moment réduit suivant la formule ci-dessous :

$$\mu = \frac{M_f}{f_{bu} \times d^2 \times b}$$

Avec :

$$b=1 \text{ m} \text{ et } d=0.08 \text{ m}$$

- Moment fictif « M_f »:

On calcule le moment fictif suivant la formule ci-dessous :

$$M_f = N_u \times \left[e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \right] = 0.97 \text{ kn.m}$$

- Calcul de la contrainte limite de résistance à la compression du béton f_{bu} , pour le calcul à l'ELU avec : $\theta = 1$:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.97 \times 0.001}{14.17 \times 0.08^2 \times 1} = 0.0107 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Donc pas d'acier comprimé,}$$

Armature tendus seulement).

On détermine la section d'armature avec la formule suivante : $A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z}$

- Coefficient de la fibre neutre : On calcul le coefficient de la fibre neutre suivant la formule décrite ci-dessous :

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.0134$$

- Bras de levier du couple interne : On calcul le bras de levier du couple interne suivant la formule ci-dessous :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.080 \text{ m}$$

Pour le calcul de la section d'armature on utilise la formule décrite ci-dessous :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0.97 \times 0.001}{348 \times 0.080 \times 0.0001} = 0.348 \text{ cm}^2$$

IV.2.5. Calcul en flexion composée

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.348 - \frac{2.36 \times 0.001}{348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 8 \times 2.1 \times 100}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 4T8 $\Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement

$$s_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

Les armateurs de répartitions :

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc, on opte pour les armatures de répartition suivant **4T8** avec : $A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un

$$\text{espacement } s_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

IV.2.6. Vérification à l'ELS

Il faut vérifiée que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times Q}{b \times d} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée. Donc pas de risque de cisaillement.

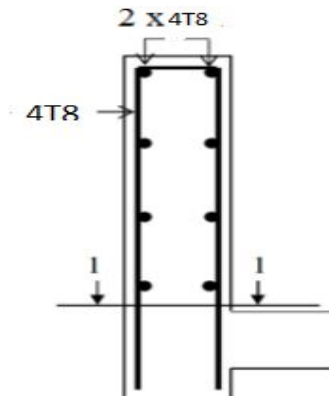


Figure IV. 3: Disposition des armatures dans l'acrotère.

IV.3. Escalier

IV.3.1. Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, il est composé de :

- **Les Marche** : c'est une surface horizontale sur laquelle on se déplace.
- **Contremarche** : forme une paroi fermant le devant d'une marche.
- **Limon** : élément incliné support des marches.
- **Palier** : plateforme horizontale à l'extrémité du limon ou entre deux volées.
- **Volée** : est une suite ininterrompue de marches entre deux paliers.

- **Garde-corps** :est un ouvrage de protection formant une barrière destinée à protéger du risque de chute pour les personnes stationnant ou circulant à proximité de ce dernier sans leur interdire le passage ou l'escalade forcée ou volontaire.

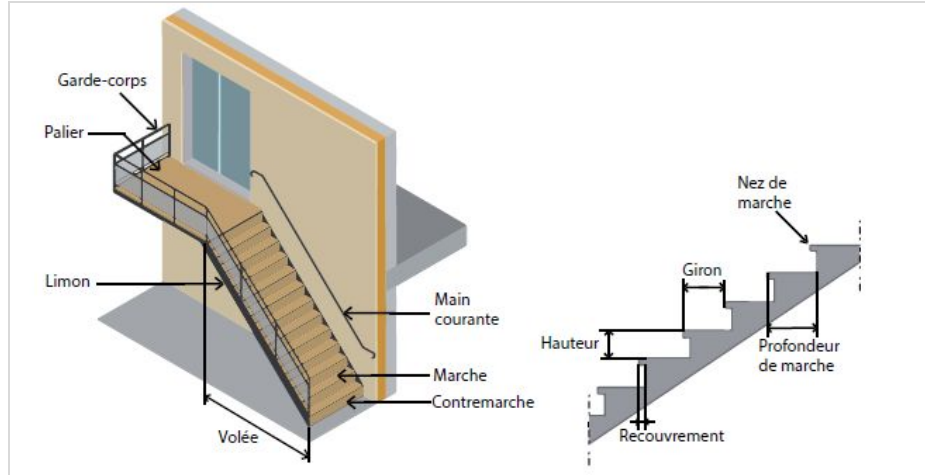


Figure IV. 4: Schéma représentatif d'un escalier.

IV.3.2. Pré-dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de BLONDEL pour calculer, le giron(g) et la contre marche (h).

$$\text{BLONDEL} : 60\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 64\text{cm}$$

1. Choix des dimensions

g : giron, largeur de la marche (varie entre 27 cm à 30 cm)..... $g=30\text{cm}$.

h : hauteur de la marche (varie entre 16.5cm à 18.5 cm)..... $h=18\text{cm}$.

$$30 + 2 \times 17 = 64 \in [60,64] \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

- La hauteur d'étage : $H=3.5\text{m}$
- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{3500/2}{180} = 10$ contre marche
- Nombre de marche : $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ marche
- Emmarchement = 1.2m
- La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g \times (n - 1) = 30 \times (10 - 1) = 2.7\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1.75}{2.7} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 32.94^\circ$
- La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{2.7^2 + 1.75^2} = 3.22\text{m}$

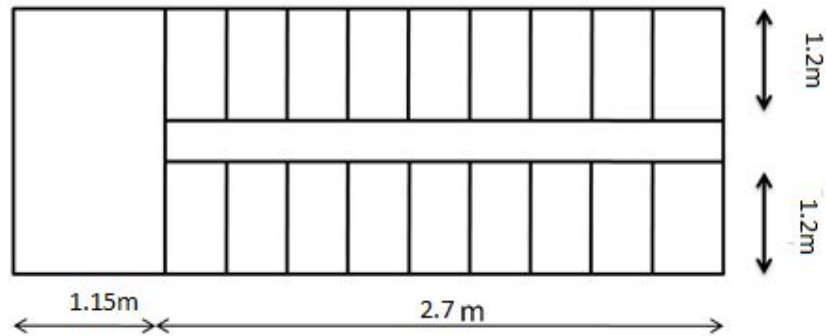


Figure IV. 5: Vue en plan de l'escalier.

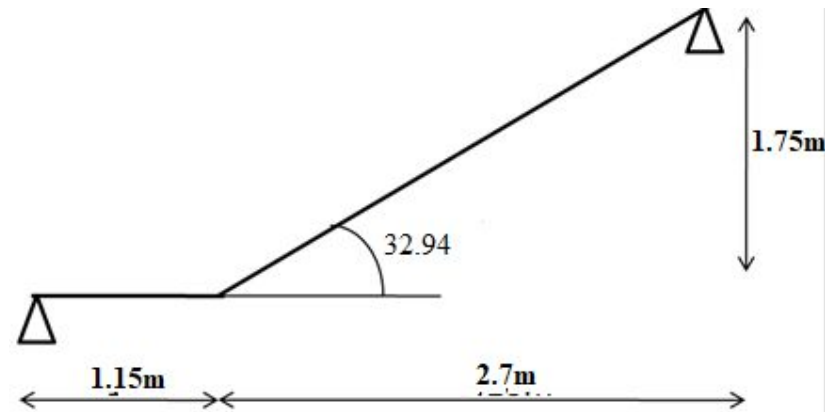


Figure IV. 6: Schéma statique de palier.

IV.3.3. Dimensionnement des éléments porteurs

IV.3.3.1. Pré-dimensionnement de la cornière (support de marche)

L'escalier pour lequel on a opté est un escalier à limon en U avec des marches.

La longueur de la marche est égale à $L = 1,2 \text{ m}$

La largeur de la marche est égale à $g = 0,3 \text{ m}$

a. Evaluation des charges

Les charges permanentes agissant sur la marche est :

- Tôle striée (5mm) $G1 = 0,45 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G3 = 0,4 \text{ KN/m}^2$

$$G_t = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (0,45 + 0,4 + 0,4) \times 0,3 = 0,37 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/m}$$

b. Les combinaisons des charges à l'ELS :

$$q = G + Q = 0.37 + 0.75 = 1.12 \text{ KN/m}$$

c. Condition de flèche :

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie. La condition de flèche est donnée par la formule suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{ql^4}{384EI}$$

et la flèche admissible est égale à $f_{adm} = \frac{L}{250}$

L'inertie nécessaire est obtenue par l'équation suivante $\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q \times l^4 \times 250}{384E}$

D'où $I_y \geq \frac{5 \times 1.12 \times 1200^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$

$$I_y \geq 3 \text{ cm}^4$$

A partir du tableau des profilés on choisit L40 × 40 × 4 avec une inertie ($I_y = 4.47 \text{ cm}^4$). Le tableau 4.1 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques de L40 × 40 × 4.

Tableau IV. 1: Caractéristique et dimension de L40×40×4

Cornière L40 × 40 × 4						
G (Kg/m ²)	h=b (mm)	t (mm)	r (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	A (cm ²)
2.46	40	4	6	4.47	1.55	3.08

Donc la charge permanente G devient (on inclut le poids de la cornière) :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_{\text{cornière}} = (0.45 + 0.4 + 0.4) \times 0.3 + 0.0246 = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

Les combinaisons des charges

– ELS : $q = 0.4 + 0.75 = 1.15 \text{ KN/m}$

– ELU : $q = 1.35 \times 0.4 + 1.5 \times 0.75 = 1.67 \text{ KN/m}$

Vérification**a. Vérification à la flèche**

La vérification de la flèche se fait à ELS en utilisant la formule suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1200}{250} = 4.8\text{mm}$$

$$f = \frac{5 \times 1.15 \times 1200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 4.47 \times 10^4} = 3.31\text{mm}$$

$f = 3.31\text{ mm} < f_{adm} = 4\text{ mm}$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec :

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

$$V_{sd} = \frac{1.67 \times 1.2}{2} = 1\text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

où $A_v = A - (a \times t) = 308 - (40 \times 4) = 148\text{mm}$

$$V_{plrd} = \frac{148 \times 235 \times 10^3}{1.1 \sqrt{3}} \times 10^{-6} = 18.25\text{KN}$$

$1 < 18.25$ condition vérifiée.

c. Vérification de la résistance au moment fléchissant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{1.67 \times 1.2^2}{8} = 0.30\text{KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ely} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{1.55 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 0.33\text{KN.m}$$

$M_{sd} = 0.3\text{ KN.m} < M_{plrd} = 0.33\text{ KN.m}$ condition vérifiée

Conclusion : Les cornières L 40 x 40 x 4 convient comme cornière d'attache.

IV.3.3.2. Pré-dimensionnement de la poutre Limon**Evaluation des charges****a. Volée :****Les charges permanentes (y compris le poids propre de profile) :**

Poids des cornières 2x (40 × 40 × 4) : $P_{\text{cornière}} = 0.0492\text{KN/m}$

Tôle d'épaisseur (e =5mm) : $G1 = 0.45\text{KN/m}$

Mortier de pose : $G2 = 0.4\text{KN/m}$

Revêtements carrelages : $G3 = 0.4\text{KN/m}$

Garde-corps (cloison) : $G4 = 1\text{KN/m}$

Charge totale

$$GT = (G1 + G2 + G3) \times d + G_{\text{cornière}} + G4 = (0.45 + 0.4 + 0.4) \times 1.2 + 0.0492 + 1 = 2.55\text{KN/m}^2$$

$$\text{La charge totale pour 1e limon : } G = \frac{GT}{2} = \frac{2.55}{2} = 1.28\text{KN/m}^2$$

Les charges d'exploitations

$$Q = 2.5 \times 1.75/2 = 2.19\text{KN/m}$$

b. Palier :**Les charges permanentes**

Hibond55 0.1 KN/ m

Dalle en béton $G2 = 3\text{KN/m}$

Mortier de pose..... $G3 = 0.4\text{KN/m}$

Revêtement (2cm)..... $G4 = 0.4\text{KN/m}$

$$GT = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (0.1 + 3 + 0.4 + 0.4) \times 1.2 = 4.68\text{KN/m}^2$$

$$\text{charge totale pour 1 limon : } G = \frac{GT}{2} = \frac{4.68}{2} = 2.34\text{KN/m}^2$$

Calcul de la charge équivalente On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

- **Charges permanentes :**

$$G_{\text{eq}} = \frac{2.34 \times 1.15 + 1.28 \times 2.7}{3.85} = 1.59\text{KN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{eq}} = \frac{2.5 \times 1.2}{2} = 1.5\text{KN/m}$$

Combinaison de charge

- ELS : $1.59 + 1.5 = 3.09\text{KN/m}$

- ELU : $q = 1.35 \times 1.59 + 1.5 \times 1.5 = 4.4 \text{KN/m}$

La condition de flèche

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^4 \times 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3.09 \times 3850^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 273.34 \text{cm}^4$$

A partir du tableau des profilés on choisit l'UPN160 avec une inertie égale à ($I_y = 925 \text{cm}^4$). Le tableau 4.2 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'UPN160.

Tableau IV. 2: Caractéristique et dimension d'UPN160

Profilé	G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (cm ²)	Av (cm ²)	W _{ply} (cm ³)	I _y (cm ⁴)
UPN160	18.8	160	65	10.5	7.5	24	12.5	138	925

Donc la charge permanente G devient (on inclut le poids d'UPN) :

$$G = 1.59 + 0.188 = 1.778 \text{KN/m}^2$$

Combinaison de charge

- ELS : $q = 1.778 + 1.5 = 3.278 \text{KN/m}$
- ELU : $q = 1.35 \times 1.778 + 1.5 \times 1.5 = 4.65 \text{KN/m}$

La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = 2.24 < 9\varepsilon = 9 \text{mm} \text{ Donc la semelle est de classe 1}$$

- **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{115}{7.5} = 15.33 \text{mm} < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'ame est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification :

a. Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4.65 \times 3.85}{2} = 8.95 \text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{12.5 \times 235 \times 10^3}{1.1 \sqrt{3}} \times 10^{-6} = 154.17 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 12.25 \text{KN} < V_{plrd} = 154.17 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification de la résistance au moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.65 \times 3.85^2}{8} = 8.62 \text{KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{138 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 29.48 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 8.62 \text{KN} < M_{plrd} = 29.48 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour un UPN 160 avec $I_y = 925 \text{cm}^4$.

IV.3.3.3 Etude de la poutre palière des limons

• **Evaluation de charges**

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\text{A l'ELS : } q_s = (1.778 + 1.5) \times 3.85 / 2 = 6.31 \text{KN/m}$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = (1.35 \times 1.778 + 1.5 \times 1.5) \times 3.85 / 2 = 8.95 \text{KN/m}$$

• **Condition de flèche :**

$$I_y \geq \frac{5 \times 6.31 \times 3850^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 558.18 \text{cm}^4$$

A partir du tableau des profilés on choisit IPE200 avec une inertie égale à $I_y = 1943 \text{cm}^4$. Le tableau 4.3 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'IPE200.

Tableau IV. 3: Caractéristique et dimension d'IPE200

Profilé	G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A (cm ²)	A _v (cm ²)	W _{ply} (cm ³)	I _y (cm ⁴)
IPE200	22.4	200	100	8.5	5.6	28.48	14	220.6	1943

Donc la charge permanente G devient (on inclut le poids d'UPN) :

$$G = 1.778 + 0.224 = 2\text{KN/m}^2$$

Combinaison de charge

- ELS : $q = 2 + 1.5 = 3.5\text{KN/m}$
- ELU : $q = 1.35 \times 2 + 1.5 \times 1.5 = 4.95\text{KN/m}$

La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$c = \frac{(b - tw - 2r)/2}{tf} = \frac{100/2}{8.5} = 4.14 < 9\epsilon = 9\text{mm} \quad \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

Ame fléchi :

$$\frac{d}{tw} = \frac{h - 2tf - 2r}{tw} = \frac{159}{5.6} = 28.39\text{mm} < 72\epsilon = 72 \quad \text{donc l'ame est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité

Vérification

a. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4.95 \times 3.85}{2} = 9.53\text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{14 \times 235 \times 10^3}{1.1 \sqrt{3}} \times 10^{-6} = 172.68\text{KN}$$

$$V_{sd} = 9.53\text{KN} < V_{plrd} = 172.68\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification de la résistance au moment fléchissant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.95 \times 3.85^2}{8} = 9.17\text{KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{220.6 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 47.13 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 9.17 \text{KN} < M_{plrd} = 47.13 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour un IPE 200 avec $I_y = 1943 \text{cm}^4$.

Dans le tableau 4.4 un résumé des résultats obtenus pour le dimensionnement des différents éléments de l'escalier (marche, volet et poutre palières).

Tableau IV. 4: Récapitulatif de section des éléments d'escalier

L'élément	Marches	Limons	Poutre palière
Profilée	L40×40×4	UPN160	IPE200

IV.4. Conclusion

Dans le présent chapitre nous avons pré-dimensionné les éléments secondaires tels que l'escalier et l'acrotère dans le respect de la réglementation en vigueur. Les dimensions finales des différents éléments sera arrêté une fois l'étude dynamique effectuée.

Chapitre V:
Etude dynamique

V.1. Introduction

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature de sol. Ceci implique de faire une étude Parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure : d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent. D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastique avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare. Le calcul sismique se fait selon les Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003 (DTR-BC 2.48).

V.2. Choix de la méthode de calcul

Les méthodes de calcul pour la détermination des forces sismiques sont données par l'article 4.1.1 du Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003 (DTR-BC 2.48), ils sont définies comme suit :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1. Méthode statique équivalente

a. Définition :

Les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique considéré dans les deux sens orthogonaux.

b. Modélisation :

- Le modèle du bâtiment utilisé dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontal par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés ;
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de section non fissurée pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;
- seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique total.

V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

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

V.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003

Notre ouvrage est implanté dans la commune de Ouled Fayet wilaya D'Alger, considérée comme zone III (sismicité élevée) selon le règlement parasismique Algérienne RPA99/2003, et le bâtiment est à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé dans le groupe d'usage 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site meuble S3.

V.4. Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, en à les conditions complémentaires suivantes :
- c. Zone III :
 - Groupe d'usages 3 et 2, si la 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 8m

Vérification de la régularité en plan et en élévation : cette dernière est réalisée selon l'article 3.5.1 (RPA.99/03) :

- **En plan :**

On doit vérifier :

Le bâtiment est symétrique selon les deux axes orthogonal \Rightarrow **condition est vérifiée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \\ \frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \end{array} \right. \text{ conditions vérifiées (pas de décrochement)}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{17.5}{11.4} = 1.54 < 4 \text{ vérifiée}$$

$$|X_{CR} - X_{CM}| \leq 0.15L \text{ vérifiée (symétrie)}$$

$$|X_{CR} - X_{CM}| \leq 0.15l \text{ vérifiée (symétrie)}$$

- **En élévation :**

On doit vérifier :

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.8 \text{ vérifiée (pas de décrochement)}$$

Notre structure est régulière en plan et en élévation, elle est située en Zone III et la hauteur totale $h=25.5 \text{ m} < 30\text{m}$. D'où on peut dire que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans notre cas d'étude sont vérifiées par conséquent la méthode statique équivalente est applicable.

V.5. Présentation de l'ouvrage

- **Dimensions en plan :**

Longueur totale 17.5 m

Largeur totale 11.4 m

- **Dimension en élévation :**

Hauteur totale 25.5 m

Hauteur de RDC 4.5 m

Hauteur d'étage courant..... 3.5 m

Analyse dynamique de la structure

Cette analyse nous permet de de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties en tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres. On a choisi deux model qui convient plus à notre structure réelle.

Model 1 : Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

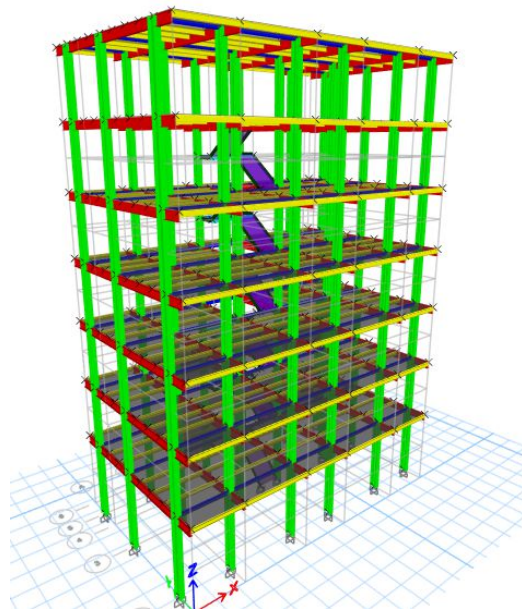


Figure V. 1: Structure auto stable.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale $T = 6.8s$.

- Le premier mode est des modes de translations parallèles à X-X
- Le 2ème mode est des modes de rotations parallèles à Y-Y.
- Le 3ème mode est mode de rotation

➤ Interprétation : Ce modèle nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement.

Model final : Pour cette étape, on a augmenté les sections des poteaux et poutres et on a mis des contreventements en X pour les deux sens X et Y comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

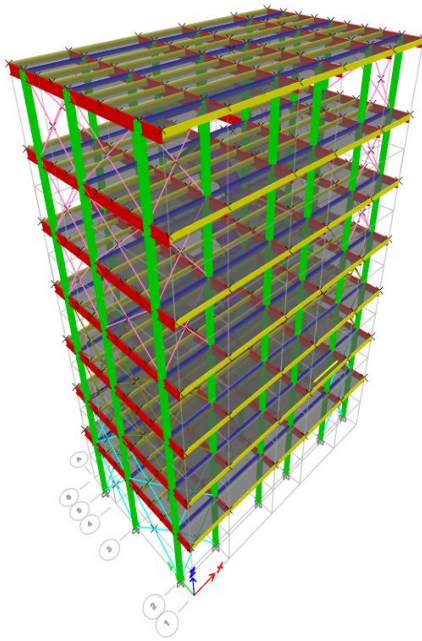


Figure V. 2: Model final.

Le tableau suivant représente l'analyse modale de la structure et la participation massique du model final suivant les deux sens X et Y :

Tableau V. 1: L'analyse modale et le Pourcentage de la participation massique de la structure métallique.

Case	Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,714	0,7228	5,233E-07	0,7228	5,23E-07
Modal	2	0,403	0,000001572	0,777	0,7228	0,777
Modal	3	0,264	0,0000187	0	0,7228	0,777
Modal	4	0,173	0,2069	0,000001815	0,9297	0,777
Modal	5	0,121	9,867E-07	0,1691	0,9297	0,9461
Modal	6	0,083	0,047	0,000008308	0,9767	0,9461
Modal	7	0,082	0,0007	0,000001945	0,9774	0,9461
Modal	8	0,08	0	0	0,9774	0,9461
Modal	9	0,08	0,0005	0	0,9779	0,9461
Modal	10	0,071	0	0,0013	0,9779	0,9474
Modal	11	0,07	0	0	0,9779	0,9474

Modal	12	0,07	0	0	0,9779	0,9474
-------	----	------	---	---	--------	--------

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir de mode 5^{ème} suivant les deux sens X et Y

On a en premier mode une translation parallèle à X-X avec une période 0.714s et une fréquence 1.40hz, et en deuxième mode on a une translation parallèle à Y-Y avec une période de 0.403s et une fréquence 2.48hz, et on troisième mode une rotation avec une Période 0.264s et une Fréquence de 3.79hz ils sont indiqués dans les figures ci-dessous :

Mode 1 :

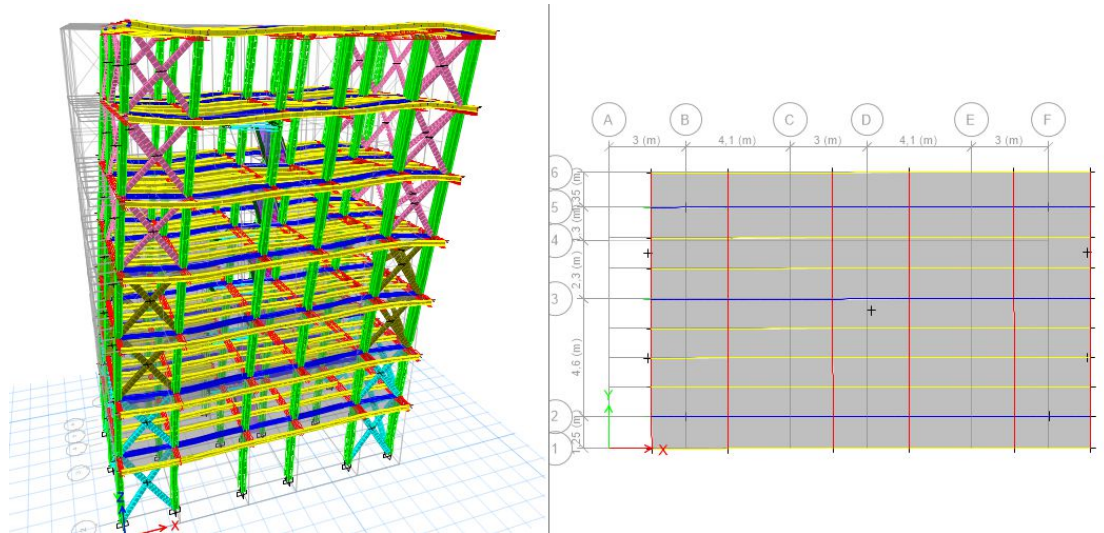


Figure V. 3: Le premier mode de translation parallèle à X-X.

Mode2 :

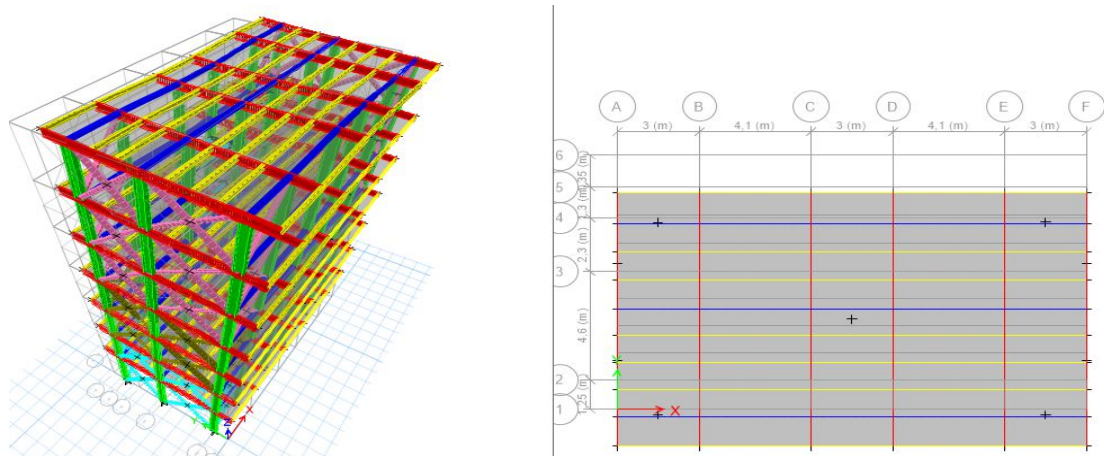
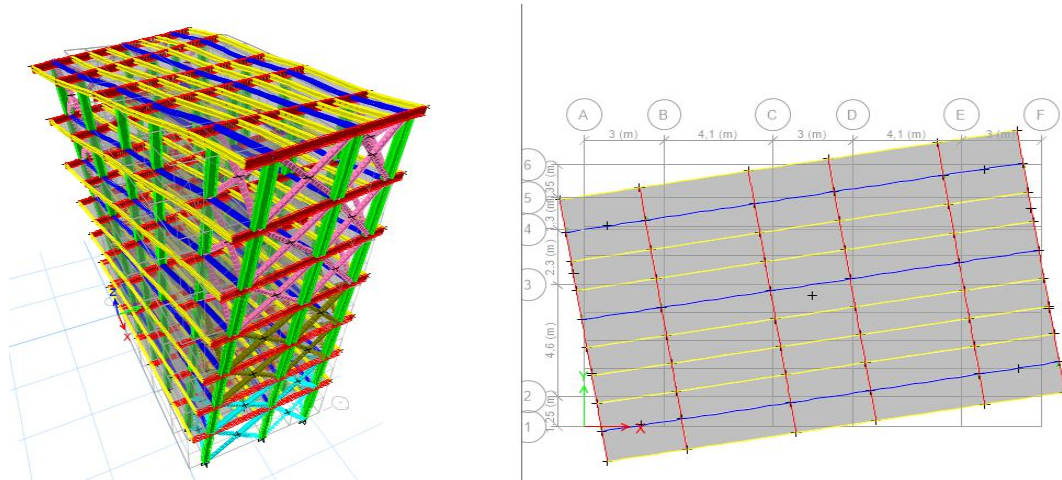


Figure V. 4: Le 2^{ème} mode de translation parallèle à Y-Y.

Mode3 :Figure V. 5: Le 3^{ème} mode de rotation.**V.6. Évaluation de la force sismique**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le Coefficient d'accélération est réalisée dans le tableau (4.1 de RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Notre bâtiment est implanté dans la région d'Alger : zone III.

- Groupe d'usage 2

A= 0,25.

- **Facteur d'amplification dynamique (D)**

Le facteur d'amplification est réalisé par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de cite est données par le tableau 4.7 (RPA.99/03).

Pour un cite meuble $S_3 \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

- **Facteur de correction d'amortissement :**

Donnée par la formule :

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

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique

Nous avons un portique en acier léger et d'après le tableau 4.2 de RPA.99/03 $\xi=5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+5)}} = 1$$

- **La période fondamentale T :**

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la basse de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

$h_n = 25.5$ m.

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 de RPA.99/03. $\Rightarrow C_t = 0.05$ (Portiques auto stables en béton ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Et on calcul la période fondamentale T :

$$T = 0.05 \times 25.5^{3/4}$$

$$T = 0.567s$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

Suivant x-x : $D_x = 17.5m$.

Suivant y-y : $D_y=11.4m$.

$$T_x = \frac{0.09 \times 25.5}{\sqrt{17.5}} = 0.549s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 25.5}{\sqrt{11.4}} = 0.679s$$

$$T_{empirique} = \min(0.567, 0.549, 0.679)$$

$$T_{empirique} = 0.549s$$

La période choisie pour le calcul de facteur D selon le tableau suivant :

Tableau V. 2: Vérification de la période fondamentale (ART4.2.4.4 de RPA.99/03).

Si :	La période choisie pour le calcul de facteur D est
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} > 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

A partir de ce tableau :

$$1.3T_{empirique} = 0.712s$$

$$T_{analytique} = 0.714s \text{ (d'après logiciel ETABS)}$$

$$1.3T_{empirique} < T_{analytique}$$

$$0.712s < 0.714s$$

Donc la valeur de la période fondamentale retenue pour le calcul du facteur dynamique

$$"D" \text{ est } T = 1.3T_{empirique} = 0.712s$$

On a :

$$0.5s < 0.712 < 3s$$

Donc :

$$T_2 < T < 3s$$

Alors on calcule le facteur dynamique D avec la formule :

$$D = 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.712} \right)^{2/3}$$

$$D = 1.97$$

- **Coefficient de comportement global de structure (R)**

La valeur du coefficient du comportement R est donnée par le (tableau 4.3 de RPA.99/03)

en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4) :

10. a : "Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Un contreventement mixte est une comparaison entre de deux types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. il comprend des portiques ou des cadres auto stables ductiles couplés avec, soit des palées triangulées en X, soit des palées triangulées en V, ou se rapprochant du V (système en double béquille). L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales.

Les cadres autostables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls au moins 25% des charges horizontal global "

- Nous avons modélisé notre structure avec contreventement et sans contreventement pour extraire les charges si dessous à la base et vérifiée la condition dans (l'article 3.4 RPA99/03).

Les charges de notre structure avec contreventement :

$$\text{Ex: } V_{x_{\text{total}}} = 1051.17 \text{K}$$

$$\text{Ey: } V_{y_{\text{total}}} = 162190 \text{KN}$$

$$W_{\text{totale}} = 846439 \text{KN}$$

Les charges de notre structure sans contreventement :

$$\text{Ex: } V_{x_{\text{portique}}} = 485.097 \text{KN}$$

$$\text{Ey: } V_{y_{\text{portique}}} = 91321 \text{KN}$$

$$W_{\text{portique}} = 814094 \text{KN}$$

Condition 1 :

$$\text{Portique : } \frac{8140.94}{8464.39} 100 = 96.18$$

$$\text{CVT : } 100 - 96.18 = 3.82\% < 20\%$$

Condition 2 :

XX :

$$\text{Portique : } \frac{485.097}{1051.11} 100 = 46.15\%$$

$$\text{CVT : } 100 - 46.15 = 53.85\% > 25\%$$

YY :

$$\text{Portique} : \frac{913.4}{1621.9} 100 = 56.30$$

$$\text{CVT} : 100 - 56.30 = 43.7\% > 25\%$$

- Donc $R=5$ c-à-d le coefficient de comportement est « Mixte portique palées triangulées en X ».

• **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité est donné par l'article 4.4 de RPA.99/03

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Et la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non" est représenté dans le tableau 5.3 :

Tableau V. 3: valeurs des pénalités Pq .

Critère Q	Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1
$\sum Pq$	0.25

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

- Pour notre cas d'étude, le spectre de réponse est représenté dans la figure 5.2 :

avec les données ci-dessous :

Zone sismique III

Groupe d'usage 2

Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5\%$.

Coefficient de comportement : 5

Facteur de qualité : $Q = 1.25$

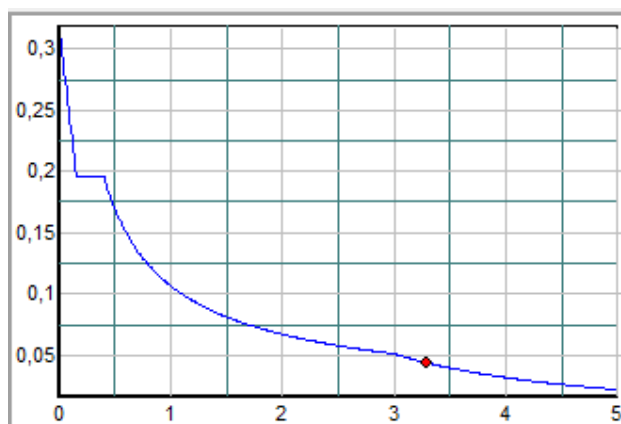


Figure V. 6: Spectre de réponse.

- **Poids totale de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :
$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- _ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- _ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- _ $\beta=0.2$ (pour les bâtiments à usage d'habitation) représenté dans le (tableau 4.5 RPA.99/03).

$W=8464.39\text{KN}$ (d'après logiciel ETABS)

$$V_s = \frac{0.25 \times 1.97 \times 1.25}{5} \times 8464.39$$

$$V_s = 1042.18\text{KN}$$

V.7. Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA/2003

Il faut vérifiée les vérifications suivantes :

V.7.1. Vérification de l'Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule dans l'article (4.3.6 de RPA.99/03), $V_d \geq 0.8V_s$

D'après logiciel ETABS on a :

$$\text{sens-X : } V_{dx} = \sum F_x = 840.5\text{KN}$$

$$\text{sens-Y : } V_{dy} = \sum F_y = 1300.87\text{KN}$$

$$0.8 \times V_s = 0.8 \times 899.34 = 719.47\text{KN}$$

$$840.5 > 719.47$$

$$1300.87 > 719.47 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.7.2. Vérification de La période est représenté dans l'article 4.2.4 de RPA99/03

"La valeur de T calculée par le logiciel ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%". La période fondamentale obtenu par le logiciel ETABS : $T = 0.714$ s.

La période empirique = 0.567s

$1.3 \times 0.567 = 0.737s > 0.714s$ **Condition vérifiée.**

V.7.3. Vérification des déplacements latéraux inters étage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' est calculé de la manière suivante :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

A partir de fichier ETABS on aura les valeurs dans le tableau suivant et nous doit vérifier : $\delta_k < 1\% H$ étage donné dans l'article 5.10 de RPA 99/03

Tableau V. 4: Vérification des déplacements.

H étage (m)	Niveau (m)	d _{ex} (mm)	d _{ey} (mm)	D _{ex} (mm)	D _{ey} (mm)	D _x (mm)	D _y (mm)	0.01H (mm)	Condition
4,50	4,50	2,064	1,355	2,06	1,36	10,32	6,78	45,0	Vérifier
3,50	8,00	4,831	2,731	2,77	1,38	13,84	6,88	35,0	Vérifier
3,50	11,50	8,446	4,33	3,62	1,60	18,08	8,00	35,0	Vérifier
3,50	15,00	12,58	6,006	4,13	1,68	20,67	8,38	35,0	Vérifier
3,50	18,50	17,056	7,729	4,48	1,72	22,38	8,62	35,0	Vérifier
3,50	22,00	21,595	9,336	4,54	1,61	22,70	8,04	35,0	Vérifier
3,50	25,50	26,016	10,748	4,42	1,41	22,11	7,06	35,0	Vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

V.7.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

H_k : Hauteur d'étage 'k'.

A partir de fichier ETABS on aura les valeurs dans le tableau suivant :

Tableau V. 5: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	Poids	Δ_k (m)		V_k (KN)		h_k (m)	θ	
	Total	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y		Sens X	Sens-Y
RDC	8464,39	0,00	0,00	840,50	1300,86	-	-	-
1er étage	7257,17	0,0021	0,0014	791,66	1244,91	4,50	0,0046	0,0020
2ème étage	6086,42	0,0048	0,0027	725,01	1150,52	3,50	0,0127	0,0045
3ème étage	4921,65	0,0084	0,0043	646,97	1023,82	3,50	0,0203	0,0065
4ème étage	3756,88	0,0126	0,0060	556,44	865,22	3,50	0,0273	0,0082
5ème étage	2598,59	0,0171	0,0077	447,98	660,21	3,50	0,0329	0,0096
6ème étage	1440,31	0,0216	0,0093	290,48	393,07	3,50	0,0358	0,0105
7ème étage		0,0260	0,0107			3,50	0,0369	0,0113

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10$ l'effet du second ordre est négligé

V.5. Conclusion

En comparant les résultats obtenus à partir de modèle que nous avons passé, nous avons vu l'effet de la force sismique sur la structure. Le résultat a également montré l'importance de respecter le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003.

Chapitre VI :

Vérification des éléments de résistance de la structure

VI.1. Introduction

L'étude de portique nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitation, sismique, et climatique variable), les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments de portique (poteaux, poutres, éléments de contreventement et autre...), elles servent également au calcul des assemblages ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VI.2. Vérification de la poutre principale IPE400

Nous allons vérifier la résistance de la poutre principale sous combinaisons la plus défavorable. Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont décrites dans le tableau VI.1.

Tableau VI. 1: Caractéristique géométrique et mécanique de la poutre IPE400 [8]

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	Av _z (mm ²)
66.3	400	180	13.5	8.6	21	23130.10 ⁴	1318.10 ⁴	42.7.10 ²
W _{ply} (mm ³)	W _{ely} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	W _{elz} (mm ³)	I _y (mm)	i _z (mm)	I _w (mm ⁴)	I _t (mm ⁴)	A (mm ²)
1307.10 ³	1160.10 ³	229.10 ³	146.10 ³	166	39.5	490.10 ⁹	51.1.10 ⁴	84.5.10 ²

La poutre principale arrêtée suite à l'étude dynamique est réalisée en **IPE400** elle est soumise à la combinaison la plus défavorable qui est **1.35 (G+Q+N+V₂)** avec :

$$\begin{cases} V_{sd} = 84.282 \text{ KN} \\ M_{sd} = 68.431 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Classification du profilé :

La longueur maximale de la poutre principale est de **L=4.6m**

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad [9]$$

$$\frac{331}{8.6} = 38.49 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - (t_w + 2r))/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{64.7}{13.5} = 4.79 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé IPE400 global est de classe 1

Vérifications :

a. Vérification du Moment fléchissant :

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad (6.1)$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 279.223 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 68.431 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 279.223 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ condition vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \quad (6.2)$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{4273.1 \times 235 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 527.057 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 84.282 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 527.057 \text{ KN}$$

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

On a $V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd} = 263.529 \text{ KN}$

c. Vérification de la poutre principale au Déversement :

On calcule l'élancement réduit à partir de l'équation (6.3) suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad (6.3)$$

$$C_1 = 1.285 \rightarrow (\text{cas de la poutre doublement encadré})$$

$$\beta_w = 1 \rightarrow (\text{cas d'un profilé de classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{4600 \times \left[\frac{(1307 \times 10^3)^2}{1318 \times 10^4 \times 490 \times 10^9} \right]^{0.25}}{(1.285)^{0.5} \times \left[\frac{(4600)^2 \times 8.07 \times 10^6 \times 51.1 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 490 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 30.21$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{30.21}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.32$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \rightarrow \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1 + 0.3)} = 8,07 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \rightarrow \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21 (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \rightarrow \phi_{LT} = 0.56$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.56 + \left[0.56^2 - 0.32^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_{LT} = 0.98$$

Pour la vérification de la stabilité au déversement il faut vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{brd} \tag{6.4}$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{ml}} \rightarrow M_{brd} = 0.98 \times 1 \times \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow$$

$$M_{brd} = 273.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 68.431 \text{ KN.m} < M_{brd} = 273.64 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3. Vérification de la poutre secondaire HEA160

Nous allons vérifier la résistance de la poutre secondaire sous combinaisons la plus défavorable. Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont décrites dans le tableau VI.2.

Tableau VI. 2: Caractéristique de la poutre HEA160

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	r (mm)	Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)	Avz (mm ²)
30.4	152	160	9	6	15	1673.10 ⁴	615.6.10 ⁴	13.21.10 ²
Wply (mm ³)	Wely (mm ³)	Wplz (mm ³)	Welz (mm ³)	Iy (mm)	Iz (mm)	Iw (mm ⁴)	It (mm ⁴)	A (mm ²)
245.1.10 ³	220.10 ³	117.6.10 ³	76.95.10 ³	6.57	3.98	31.41.10 ⁹	12.19.10 ⁴	38.8.10 ²

La poutre secondaire qui était maintenue suite à l'étude dynamique est réalisé en **HEA160** elle est soumise à la combinaison la plus défavorable qui est **1.35 (G+Q+N+V₂)** avec :

$$\begin{cases} V_{sd} = 93.962 \text{ KN} \\ M_{sd} = 17.793 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Classification du profilé :

La longueur maximale de la poutre secondaire est de $L=4.1\text{ m}$ (entre axes)

➤ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{152 - 2(9 + 15)}{6} = 17.33 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

➤ Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - (t_w + 2r))/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{(160 - (6 + 30))/2}{9} = 6.89 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé global (HEA160) est de classe 1

Vérifications :**a. Vérification du Moment fléchissant :**

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant la conditions suivantes : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{245.1 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 52.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 17.793 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 52.36 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ condition vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifiée la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{13.21 \times 235 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 162.94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 93.962 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 162.94 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ condition vérifiée

On a $V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} = 81.47 \text{ KN}$

c. Vérification de la poutre principale au Déversement :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$C_1 = 1.285 \rightarrow (\text{Cas de la poutre doublement encastéré})$$

$$\beta_w = 1 \rightarrow (\text{Cas d'un profilé de classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{4100 \times \left[\frac{(245.1 \times 10^3)^2}{615.6 \times 10^4 \times 31.41 \times 10^9} \right]^{0.25}}{(1.285)^{0.5} \times \left[\frac{(4100)^2 \times 8.07 \times 10^6 \times 12.19 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 31.41 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 21.37$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{21.37}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.23$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \rightarrow \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1 + 0.3)} = 8,07.10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \rightarrow \varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(0.23 - 0.2) + 0.23^2 \right] \rightarrow \varphi_{LT} = 0.53$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.53 + \left[0.53^2 - 0.23^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_{LT} = 0.99$$

Pour la vérification de la stabilité au déversement il faut vérifiée que : $M_{sd} \leq M_{brd}$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{ml}} \rightarrow M_{brd} = 0.99 \times 1 \times \frac{245.1 \times 10^3 \times 235}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow$$

$$M_{brd} = 51.84 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 17.793 \text{KN.m} < M_{brd} = 51.84 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.5. Vérification du poteau HEB450

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la flexion composée (i.e. ils sont sollicités en compression simple et en plus de la flexion par rapport au deux axe y et z). Nous allons tout d'abord effectué la vérification en flexion simple par rapport au deux axes de flexion (y-y) et (z-z) ensuite nous vérifierons le poteau en compression simple a la fin nous terminerons la vérifications du poteau sous la flexion composée. Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont décrites dans le tableau VI.4.

Tableau VI. 3: Caractéristique géométrique et mécanique du poteau réalisé en HEB450

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	r (mm)	Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)
171	450	300	26	14	27	79890.10 ⁴	11720.10 ⁴
Wply	Wely	Wplz	Welz	A	Avz	iz	iy

(mm ³)	(mm ³)	(mm ³)	(mm ³)	((mm ²)	(mm ²)	(mm)	(mm)
3982.10 ³	3551.10 ³	1198.10 ³	781.4×10 ³	218.10 ²	79.66.10 ²	73.3	191.4

➤ *1^{er} Cas :*

La vérification est faite pour le cas suivant :

$$N_{sd}(\max) \rightarrow M_{sdz}(\text{corr}) \rightarrow M_{sdy}(\text{corr})$$

On a la combinaison la plus défavorable qui est **G+Q+Ex** $\begin{cases} N_{sd} = 1229.411 \text{ KN} \\ M_{sdz} = 8.402 \text{ KN.m} \\ M_{sdy} = 5.180 \text{ KN.m} \end{cases}$

En flexion composée on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{sdy}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{sdz}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad (6.5)$$

Classification du profilé :

➤ *Classe de l'âme fléchie :*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{344}{14} = 24.57 < 33 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

➤ *Classe de La semelle comprimée :*

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - (t_w + 2r))/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{116}{26} = 4.46 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé **HEB450** global est de classe 1

Vérifications :

a. Vérifications du Moment fléchissant :

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectué on vérifiant la conditions suivantes par rapport a l'axe Y-Y :

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y} \quad (6.6)$$

$$M_{plrd_y} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3982 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 850.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors } M_{sdy} = 5.180 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_y} = 850.7 \text{ KN.m}$$

D'où la condition suivante : $M_{sd_y} \leq M_{plrd_y}$ condition vérifiée

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes par rapport à l'axe Z-Z :

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z} \quad (6.7)$$

$$M_{plrd_z} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1198 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 255.94 \text{ KN.m}$$

Alors $M_{sdz} = 8.402 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_z} = 255.94 \text{ KN.m}$

D'où la condition suivante :

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

b. Vérifications du poteau à la compression :

Il faut vérifier que la condition suivante est satisfaite : $N_{sd} \leq N_{plrd}$

$$N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{218 \times 235 \times 10^2}{1.1} \times 10^{-3} = 4657.27 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1229.411 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 4657.27 \text{ KN}$

$N_{sd} \leq N_{plrd} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$

– Etude du flambement par rapport à l'axe (y-y)

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{0.7 \times 4100}{191.4} = 14.99$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{14.99}{93.9} = 0.16 < 0.2, \text{ pas de risque de flambement}$$

Le Choix du coefficient d'imperfection α est réalisé à partir de la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1.5 > 1.2 \\ t_f = 26 < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{axe de flambement est (y - y)} \rightarrow \text{courbe de flambement (a)} \rightarrow \alpha = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} - 0.2) + \frac{\lambda_y^2}{\lambda_1^2} \right] \rightarrow \phi_y = 0.5 \left[1 + 0.21(0.16 - 0.2) + 0.16^2 \right] \rightarrow \phi_y = 0.51$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \left[\phi_y^2 - \frac{\lambda_y^2}{\lambda_1^2} \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_y = \frac{1}{0.51 + \left[0.51^2 - 0.16^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_y = 1$$

– Etude de flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{L f_z}{i_z} = \frac{0.7 \times 4100}{73.3} = 39.15$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{39.15}{93.9} = 0.42 > 0.2, \text{ il y'a risque de flambement}$$

Le Choix du coefficient d'imperfection α est réalisé à partir de la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement est } (z-z) \rightarrow \text{courbe de flambement (b)} \rightarrow \alpha = 0.34 \\ t_f = 26 < 40 \text{mm} \end{cases}$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \rightarrow \varphi_z = 0.5 \left[1 + 0.34 (0.42 - 0.2) + 0.42^2 \right] \rightarrow \varphi_z = 0.63$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \left[\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_z = \frac{1}{0.63 + \left[0.63^2 - 0.42^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_z = 0.91$$

$$\beta_{my} = 1.8 - (0.7 \times \varphi_y) \rightarrow 1.8 - (0.7 \times 0.51) = 1.44$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{-0.058 \times 1229.41}{1 \times 21800 \times 235} = 1 \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0.9 \rightarrow$$

$$\mu_y = 0.16 \times (2.88 - 4) + \left(\frac{3982 \times 10^3 - 3551 \times 10^3}{3551 \times 10^3} \right) = -0.058 \leq 0.9 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - (0.7 \times \varphi_z) \rightarrow 1.8 - (0.7 \times 0.63) = 1.36$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_z = 1 - \frac{0.004 \times 1229.41}{0.91 \times 21800 \times 235} = 1 \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0.9 \rightarrow$$

$$\mu_z = 0.42 \times (2.72 - 4) + \left(\frac{1198 \times 10^3 - 781.4 \times 10^3}{781.4 \times 10^3} \right) = -0.004 \leq 0.9 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Le coefficient de réduction minimale est égal à $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.91$

On vérifie le poteau **HEB 450** en flexion composée par l'équation suivante :

$$\frac{1229.411 \times 10^3}{0.91 \times 21800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 5.1804 \times 10^6}{3982000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 8.4017 \times 10^6}{1198000 \times \frac{235}{1.1}} = 0.32 < 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **2^{ème} Cas :**

La vérification est faite pour le cas suivant : $M_{sd}(\max) \rightarrow N_{sd}(\text{corr}) \rightarrow M_{sdy}(\text{corr})$

Selon la combinaison la plus défavorable qui est $G+1.5V_2 \Rightarrow$

$$\begin{cases} N_{sd} = 132.625 \text{ KN} \\ M_{sdz} = 22.167 \text{ KN.m} \\ M_{sdy} = 0.527 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérifications :

a. Vérifications du Moment fléchissant :

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes par rapport à l'axe Y-Y :

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y}$$

$$M_{sd_y} = 0.5274 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_y} = 850.7 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes par rapport à l'axe Z-Z :

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z}$$

$$M_{sd_z} = 22.167 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_z} = 255.94 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérifications du poteau à la compression :

Il faut vérifier que la condition suivante est satisfaite :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{sd} = 132.6249 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 4657.27 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{132.6249 \times 10^3}{0.91 \times 21800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 0.5274 \times 10^6}{3982000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 22.167 \times 10^6}{1198000 \times \frac{235}{1.1}} = 0.12 < 1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ 3^{ème} Cas :

La vérification est faite pour le cas suivant :

$$M_{sdy}(\max) \rightarrow N_{sd}(\text{corr}) \rightarrow M_{sdz}(\text{corr})$$

Selon la combinaison la plus défavorable qui est $G+Q+E_y \Rightarrow$

$$\begin{cases} N_{sd} = 401.815 \text{ KN} \\ M_{sdz} = 3.514 \text{ KN.m} \\ M_{sdy} = 72.861 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérifications :

a. Vérification du Moment fléchissant :

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes par rapport à l'axe Y-Y :

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y}$$

$$M_{sd_y} = 72.8612 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_y} = 850.7 \text{ KN.m} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes par rapport à l'axe Z-Z :

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z}$$

$$M_{sd_z} = 3.5139 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_z} = 255.94 \text{ KN.m} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

b. Vérifications du poteau à la compression :

Il faut vérifier que la condition suivante est satisfaite :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{sd} = 401.8152 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 4657.27 \text{ KN} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{401.8125 \times 10^3}{0.91 \times 21800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 72.8612 \times 10^6}{3982000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 3.5139 \times 10^6}{1198000 \times \frac{235}{1.1}} = 0.31 < 1 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

➤ 4^{ème} Cas :

La vérification est faite pour le cas suivant :

$$M_{sdy} (\text{max}) \rightarrow N_{sd} (\text{max}) \rightarrow M_{sdz} (\text{max})$$

Pour les valeurs max suivantes :

$$\begin{cases} N_{sd} = 1229.411 \text{ KN} \\ M_{sdz} = 22.167 \text{ KN.m} \\ M_{sdy} = 72.861 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérifications :

a. Vérification du Moment fléchissant :

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes par rapport à l'axe Y-Y :

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y}$$

$$M_{sd_y} = 72.8612 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_y} = 850.7 \text{ KN.m} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la résistance au moment fléchissant plastique est effectuée en vérifiant les conditions suivantes par rapport à l'axe Z-Z :

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z}$$

$$M_{sd_z} = 22.167 \text{ KN.m} \leq M_{plrd_z} = 255.94 \text{ KN.m} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

b. Vérifications du poteau à la compression simple :

Il faut vérifier que la condition suivante est satisfaite :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{sd} = 1229.411 \text{ kN} \leq N_{plrd} = 4657.27 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1229.411 \times 10^3}{0.91 \times 21800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 72.8612 \times 10^6}{3982000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 22.167 \times 10^6}{1198000 \times \frac{235}{1.1}} = 0.46 < 1 \dots \text{condition vérifier}$$

VI.6. Vérification de la stabilité verticale (Contreventement)

➤ Les palées en X :

Dans ce type de palée en (X), il est admis de considérer que seules les barres tendues pour un sens donnée de l'action sismique qui intervient avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. (RPA99/2003 art 8.4.1)

Dans le tableau VI.5 nous avons les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de la stabilité pour le RDC et 1^{er} étages réalisée en (2UPN240-10).

Tableau VI. 4: Caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments des palées en X réalisées en 2UPN240-10

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	r (mm)	Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)
33.2	240	85	13	9.5	13	3600.10 ⁴	248.10 ⁴
Wply (mm ³)	Wely (mm ³)	Wplz (mm ³)	Welz (mm ³)	A (mm ²)	Avz (mm ²)	iz (mm)	iy (mm)
358.10 ³	300.10 ³	75.7×10 ³	39.6×10 ³	42.3.10 ²	13.21.10 ²	2.42	9.22

Vérification du contreventement à la traction :

$$N_{sd} = N = 348.397 \text{ kN} \text{ Selon la combinaison dynamique } \mathbf{G+Q+E_y}$$

Il faut vérifiée que : $N_{sd} \leq N_{plrd}$

$$N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{42.3 \times 235 \times 10^2}{1.1} \times 10^{-3} = 903.682 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 348.397 \text{ kN} \leq N_{plrd} = 903.682 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On conclut que le profilé résiste à l'effort de la traction

Vérification à la compression :

Il faut vérifiée que : $N_{sd} \leq N_R$

$$\beta_A = 1 \rightarrow (\text{pour la classe 1})$$

Etude de flambement par rapport a l'axe (y-y)

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{Lf_y}{i_y} = \frac{0.8 \times 5763}{92.2} = 50$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{50}{93.9} = 0.532 > 0.2$$

Pour le Choix du coefficient d'imperfection $\alpha \Rightarrow$ quelque soit le profilés c'est la courbe de flambement (b) est donc $\alpha=0.49$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha (\frac{\lambda_y}{\lambda_1} - 0.2) + \frac{\lambda_y^2}{\lambda_1^2} \right] \rightarrow \phi_y = 0.5 \left[1 + 0.49 (0.53 - 0.2) + 0.53^2 \right] \rightarrow \phi_y = 0.72$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \left[\phi_y^2 - \frac{\lambda_y^2}{\lambda_1^2} \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_y = \frac{1}{0.72 + \left[0.72^2 - 0.53^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_y = 0.83$$

Etude de flambement par rapport a l'axe (z-z)

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{Lf_z}{i_z} = \frac{0.8 \times 5763}{36.5} = 126.31$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{126.31}{93.9} = 1.35 > 0.2, \text{ il y'a risque de flambement}$$

Pour le Choix du coefficient d'imperfection $\alpha \Rightarrow$ quelque soit le profilés c'est la courbe de flambement (b) est donc $\alpha=0.49$.

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha (\frac{\lambda_z}{\lambda_1} - 0.2) + \frac{\lambda_z^2}{\lambda_1^2} \right] \rightarrow \phi_z = 0.5 \left[1 + 0.49 (1.35 - 0.2) + 1.35^2 \right] \rightarrow \phi_z = 1.693$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \left[\phi_z^2 - \frac{\lambda_z^2}{\lambda_1^2} \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_z = \frac{1}{1.693 + \left[1.693^2 - 1.35^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_z = 0.37$$

Pour le coefficient de réduction $\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = (0.83, 0.37) = 0.37$

$$N_R = \chi \beta_A \cdot \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_R = 0.37 \times 1 \times \frac{84.6 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} \rightarrow N_R = 668.72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 348.40 \text{ KN} < N_R = 668.72 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.7. Conclusion

L'objectif de cette section était de procéder à la vérification de la stabilité des sections obtenues lors de la phase de modélisation, et celles-ci ont largement répondu aux critères des réglementations applicables (CCM97, EUROCODE03).

Chapitre VII :
Étude des assemblages

VII.1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause. - Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants. - Les abouts des éléments structurels liaisonnés. - Les pièces accessoires de liaison - Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

VII.2. Fonctionnement des assemblages [11]

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Assemblage boulonné :

L'assemblage par boulon est un mode d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas d'étude le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

Le tableau VII.1 suivant résume les caractéristiques mécaniques des boulons utilisées pour les assemblages boulonnés.

Tableau VII. 1: Caractéristiques des boulons. CCM [97]

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (Mpa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (Mpa)	400	400	500	500	600	800	1000

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Le soudage à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR et ordinaire.

- Coefficients partiels de sécurité : (**chap.6.1.2 –eurocode3**)
Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$
- Coefficient de frottement : (**art.6.5.8.3 (1) –eurocode3**)

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment : Le coefficient de frottement μ qui doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par broissage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc..

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe **A**
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe **B**
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe **C**
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe **D**

VII.3. Rôle des assemblages [12]

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (**éclissage, rabotages**).
- Soit concourantes (**attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés**) Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :
 - a) **Les assemblages articulés**, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
 - b) **Les assemblages rigides**, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.4. Calcul des assemblages

VII.4.1. Assemblage poteau-poutre par platine

Cet assemblage constitue une liaison d'encastrement entre le poteau et la poutre. Une platine est soudée en bout de poutre, l'âme et les semelles sont reliées à la platine par soudage, puis boulonnées sur le poteau. Ainsi, on utilise des raidisseurs soudés entre les semelles du poteau pour limiter les déformations.

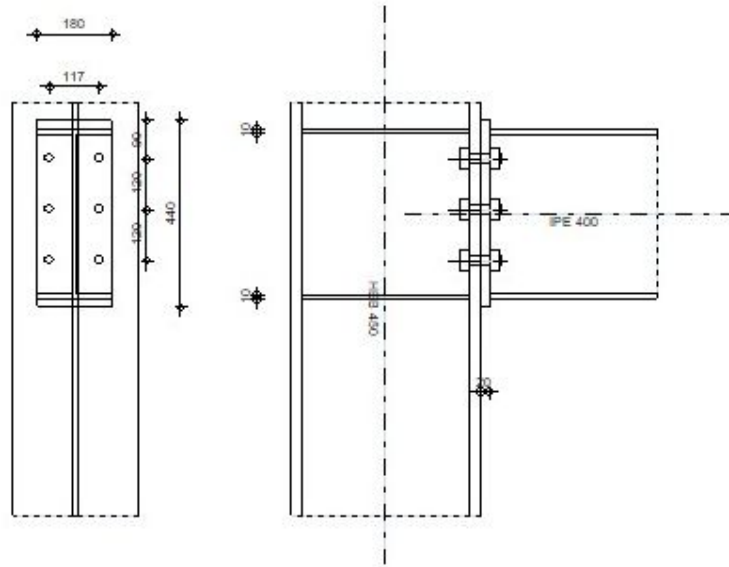


Figure VII. 1: Assemblage Poteau-Poutre par platine.

L’assemblage fait par platine entre une poutre (IPE400) et un poteau (HEB450)

$$\begin{cases} V_{sd} = 84.282 \text{ KN} \\ M_{sd} = 68.431 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Soudure de la platine :

On pose :

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

Cordon de soudure : $a = 8 \text{ mm}$

a) Soudure de la semelle tendue :

$$N_d = \left(\frac{M_{sd}}{h} \right) + N_{sd} \rightarrow N_d = \left(\frac{68.431 \times 10^3}{400} \right) + 0 = 171.078 \text{ KN}$$

$$R_s = 0.7 \times a \sqrt{2} \times l \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow R_s = 0.7 \times 8 \sqrt{2} \times (2 \times 180) \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 609.089 \text{ KN}$$

$$N_d = 171.08 \text{ KN} < R_s = 609.09 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Soudure de l’âme :

$$R_s = 0.7 \times a \sqrt{2} \times l \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow R_s = 0.7 \times 8 \sqrt{2} \times 344 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 582.018 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 84.281 \text{ KN} < R_s = 582.02 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < R_s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Pré dimensionnement des boulons :

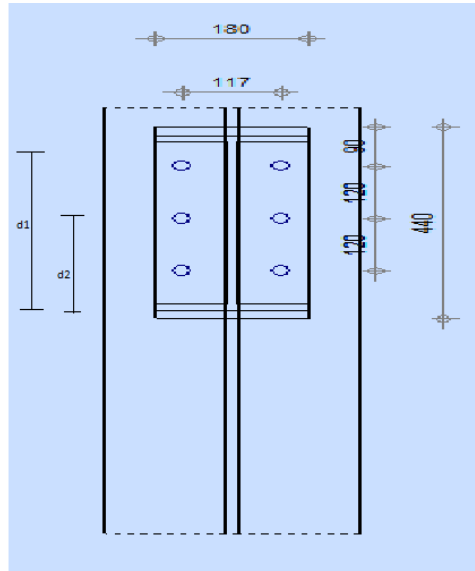


Figure VII. 2: Schéma statique de l'assemblage (distances entre les boulons).

Soit des boulons de $\phi 24$ de classe HR8.8 :

$$M24 = d_0 + 3 \rightarrow 24 + 3 = 27 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$1.5 \times 27 \leq e_2 \leq 12 \times 26$$

$$40.5 \leq e_2 \leq 312 \text{ on prend } e_2 = 117 \text{ mm}$$

$$p_1 = p_2 = 120 \text{ mm}$$

$$d_1 = 220 + 120 = 340 \text{ mm}$$

$$d_2 = 120 + 90 + 10 = 220 \text{ mm}$$

➤ **Détermination de diamètre des boulons :**

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

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

$$\sum d_i^2 = 340^2 + 220^2 = 164000 \text{ mm}^2$$

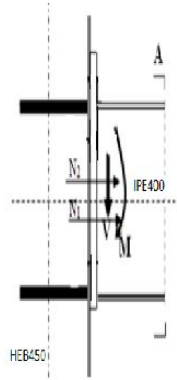


Figure VII. 3: Schéma représentatif des Efforts sollicités sur les boulons.

$$N_1 = \frac{68431 \times 340}{164000} = 141.87 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{68431 \times 220}{164000} = 91.80 \text{ KN}$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne du 1^{er} niveau (N_1).

Il faut vérifier :

$$N_1 \leq n \times F_p \rightarrow N_1 \leq 2 \times 0.7 \times f_{ub} \times A$$

n : nombre de boulons par rangée ($n=2$)

Les boulons utilisés sont des boulons **M24** de classe HR **8.8** $\rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ (**Euro3** ;

3.3.2.1)

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \times 0.7 \times f_{ub}} = \frac{141.87}{2 \times 0.7 \times 0.8} = 126.67 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{16} \rightarrow A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 2 \times F_p \rightarrow N_1 = 2 \times 0.7 \times 353 \times 800 \times 10^{-3} \rightarrow N_1 = 395.36 \text{ KN}$$

➤ **Moment résistant de l'assemblage :**

$$M_r = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} \rightarrow M_r = \frac{141.87 \times 164000}{340} = 68431.412 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_r$ condition vérifiée

➤ Calcul des boulons sollicités au cisaillement

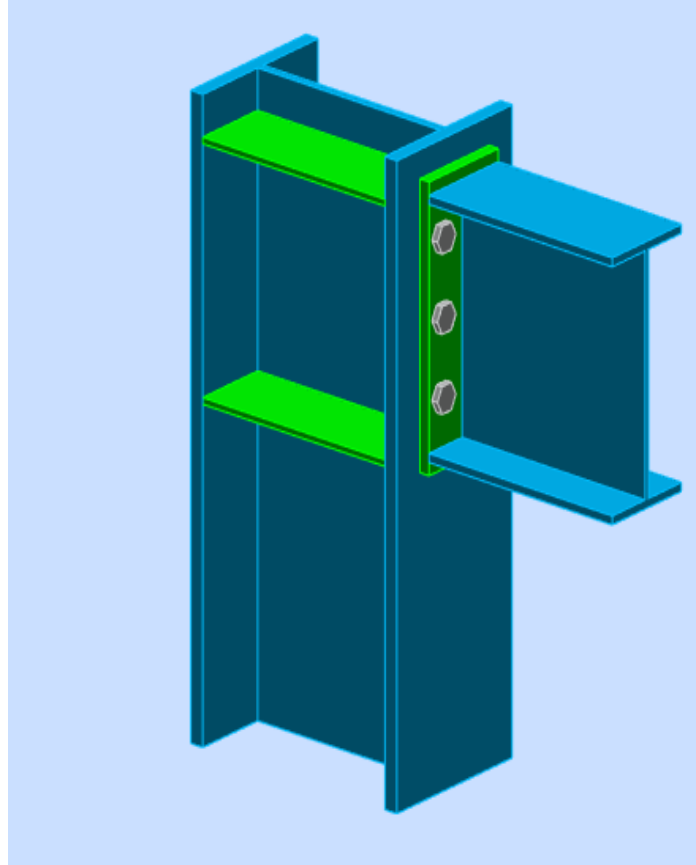


Figure VII. 4: Liaison poteau-poutre.

$$V_1 = \frac{84.286}{6} = 14.05 \text{ KN}$$

$$V_R = 0.4 \times 0.8 \times A_s \rightarrow 0.4 \times 0.8 \times 353 = 112.96 \text{ KN}$$

$$V_1 < V_R \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Calcul des boulons sollicités en traction :

$$T_R = 0.8 \times f_{ub} \times A_s \rightarrow 0.8 \times 800 \times 353 \times 10^{-3} = 225.92 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 \times T_R(0.39 + 0.28) \rightarrow 2 \times 225.92(0.39 + 0.28) = 302.733 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_R \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{L_R}{\gamma_{m0}} > V_1$$

$$L_R = 2.4 \times f_y \times d \times t \rightarrow 2.4 \times 235 \times 24 \times 26 = 351.936 \text{ KN}$$

$$V_1 = \frac{351.936}{6} = 319.942 \text{ KN}$$

319.942 KN > V₁ Condition vérifiée

➤ **Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :**

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} \rightarrow F_{v,sd} = \frac{84.281}{6} = 14.05 \text{ KN}$$



$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \times \sum d_i^2} \rightarrow F_{t,sd} = \frac{68.431 \times 340 \times 10^3}{2 \times 164000} = 70.935 \text{ KN}$$

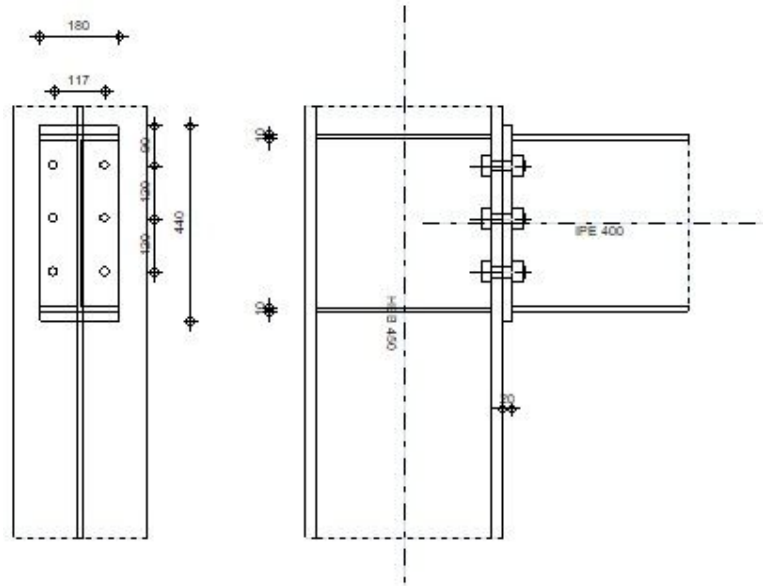
$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{1.25} \times 10^{-3} \rightarrow F_{v,rd} = \frac{0.5 \times 800 \times 353}{1.25} \times 10^{-3} = 112.96 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{1.25} \times 10^{-3} \rightarrow F_{t,rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 353}{1.25} \times 10^{-3} = 203.328 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1 \rightarrow \frac{14.05}{112.96} + \frac{70.935}{203.328} = 0.4/3 < 1 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Assemblage poteau-poutre par platine effectué par le logiciel ROBOT

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

**Général**

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Géométrie**Poteau**

Profilé:	HEB 450		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	26	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	217,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	79887,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	S 235		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé:	IPE 400		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_r =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	203,33	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	117	[mm]	
Entraxe $p_i =$	120; 120	[mm]	

Platine

$h_p =$	440	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau :	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Raidisseur poteau**Supérieur**

$h_{su} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts**Etat limite : ultime**

Cas:	Calculs manuels		
$M_{b1,Ed} =$	68,43	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	84,28	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	6,80	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-4,14	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-1222,53	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	1,43	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	2,50	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	531,93	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats**Résistances de la poutre****CISAILLEMENT**

$A_{vb} =$	42,69	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	579,27	kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,15	<	1,00	vérifié (0,15)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,26$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 307,21$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1307,26$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 307,21$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 307,21$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 387$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 794,84$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

Résistances du poteau**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 68,43$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -4,14$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 2,50$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 263$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 263,26$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 79,66$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 79,66$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 390$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 11,91$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,76$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,76$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 1042,84$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,25 < 1,00$	vérifié (0,25)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} = 14$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 347$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 79,66$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,82$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 57,55$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

$t_{wc} = 14$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 28,60$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1609,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,77 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,88 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1573,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1573,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	30	-	92	-	120	188	239	188	239	214	182	182	182
2	30	-	92	-	120	188	234	188	234	240	120	120	120
3	30	-	92	-	120	188	232	188	232	214	175	175	175

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	45	-	32	-	120	284	233	233	233	262	183	183	183
2	45	-	32	-	120	284	220	220	220	240	120	120	120
3	45	-	32	-	120	284	220	220	220	262	170	170	170

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 203,33$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 390,86$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ – Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	309,97	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 406,66$	406,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 578,45$	578,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 309,97$	309,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 470,82$	470,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1042,84$	1042,84	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1573,46$	1573,46	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 794,84$	794,84	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ – Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	210,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 406,66$	406,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 578,45$	578,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 302,00$	302,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 444,56$	444,56	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1042,84 - 309,97$	732,87	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1573,46 - 309,97$	1263,49	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 794,84 - 309,97$	484,87	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 808,21 - 309,97$	498,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 850,48 - 309,97$	540,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 520,02 - 309,97$	210,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 612,32 - 309,97$	302,35	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} – Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	271,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 406,66$	406,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 578,45$	578,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 302,00$	302,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 444,56$	444,56	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1042,84 - 520,02$	522,82	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1573,46 - 520,02$	1053,43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 794,84 - 520,02$	274,82	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 798,67 - 210,05$	588,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 835,15 - 210,05$	625,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1219,97 - 520,02$	699,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1134,51 - 520,02$	614,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 512,06 - 210,05$	302,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 586,06 - 210,05$	376,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 791,38 - 520,02$	271,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 955,86 - 520,02$	435,84	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	323	309,97	406,66	578,45	309,97	470,82	406,66	781,73
2	203	210,05	406,66	578,45	302,00	444,56	406,66	781,73
3	83	271,35	406,66	578,45	302,00	444,56	406,66	781,73

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 165,48 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 173,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 203,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 345,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 233,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F_{tj,Rd,N}	F_{tj,Ed,N}	F_{tj,Rd,M}	F_{tj,Ed,M}	F_{tj,Ed}	F_{vj,Rd}
1	406,66	0,00	309,97	128,18	128,18	269,21
2	406,66	0,00	210,05	86,86	86,86	294,43
3	406,66	0,00	271,35	112,21	112,21	278,96

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max}), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 842,60 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 114,84 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 61,88 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 52,96 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 28494,90 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 34,81 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 28,10 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 15,91 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 69,62 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 62,60 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 34,81 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Épaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 17 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 24 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 77 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 7 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	12,65	323,66
1	323	4	108	14	2	7,39	238,86
2	203	3	71	9	2	3,42	69,49
3	83	4	103	13	2	1,84	15,31

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{ij}))$		[6.3.3.1.(2)]
$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$		
$Z_{eq} = 256$	[mm] Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$		
$k_{eq} = 5$	[mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} = 79,66$	[cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\beta = 1,00$	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z = 256$	[mm] Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 12$	[mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 = \infty$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 47938,56$	[kN*m] Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 47938,56$	[kN*m] Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 77711,42$	[kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 4856,96$	[kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE		

Composant le plus faible :

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,41
--	-------	------

Chapitre VIII :
La structure mixte

VIII.1 Introduction

L'association des deux matériaux l'acier et le béton dans la construction est la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts. La combinaison de ces deux matériaux dans une structure mixte présente certains avantages tels que :

- Pour les éléments métalliques mixtes relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

Dans le présent chapitre nous avons réalisés l'étude d'une structure mixte que nous l'avons vérifiées vis-à-vis des conditions de résistance prescrites par les règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA99 version 2003).

VIII.2 Principe de fonctionnement [14]

D'une manière générale, une structure peut être définie comme mixte si, au niveau de la plupart de ses éléments (poutres, poteaux, assemblages, dalles), elle associe deux matériaux de natures et de propriétés différentes, ici l'acier et le béton, avec l'objectif de tirer le meilleur parti possible de cette association, tant sur le plan du fonctionnement structural que sur celui du coût de construction. Il convient en particulier de distinguer les structures mixtes des structures hybrides, parfois appelées improprement mixtes, composées d'éléments homogènes de matériaux différents, par exemple un bâtiment avec un noyau en béton armé sur lequel prend appui une charpente constituée exclusivement de poutres et poteaux en acier.

En fait, ce qui est tout à fait spécifique du fonctionnement d'un élément mixte, c'est l'association mécanique des deux matériaux, acier et béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, qui va accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément. Des modèles de calcul sont donnés ultérieurement pour une évaluation précise de cette rigidité et de cette résistance ; mais on peut illustrer simplement l'effet d'une connexion en considérant l'exemple de la flexion élastique de deux poutres, de même section rectangulaire et d'un même matériau pour simplifier, dont l'une est supportée par l'autre ; dans un cas on suppose qu'il n'y a pas de liaison à l'interface des poutres, dans l'autre que la solidarisation est parfaite.

VIII.2.1 Aspects architecturaux

La structure mixte permet de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes. En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet :

- D'atteindre des portées plus importantes
- Des dalles plus minces
- Des poteaux plus élancés et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

VIII.2.2 Aspects économiques

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles). Les rapports portés par rapport à la hauteur ($l/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages :

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture.
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres systèmes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité.
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.
- Economie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment.
- Coûts de financement plus faibles.
- Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

VIII.2.3 Résistance au feu de la structure mixte

La structure mixte présente une résistance au feu plus élevée que celle d'une construction métallique ceci est due à la présence du béton qui joue un rôle de protection pour l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible. Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisés sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute Température.

VIII.3 Eléments de construction

Un élément mixte est généralement porteur ; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants. Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

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

Les dalles et les poutres sont essentiellement sollicitées par des efforts de flexion, alors que les poteaux sont des éléments verticaux qui sont sollicités en flexion composée.

VIII.3.1 Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton ; elles peuvent être :

Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.

- Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de pré-dalles.

VIII.3.2 Les dalles mixtes (planchés collaborant)

La dalle mixte est formée d'une partie en béton et de solive. Il s'agit de :

- Soit d'une dalle coulée in situ.
- Soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (pré-dalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm ; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm.

VIII.3.3 Les poteaux mixtes

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé. Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profils creux remplis de béton. La figure (VIII.1) présente les différents types de poteaux mixtes et les symboles utilisés dans cette rubrique.

a) Les poteaux partiellement enrobés de béton sont des profils en I ou H dont l'espace entre les semelles est rempli de béton. Dans les poteaux totalement enrobés de béton, les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale de béton.

b) Les profils creux remplis de béton peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter, la résistance en compression du poteau augmente également.

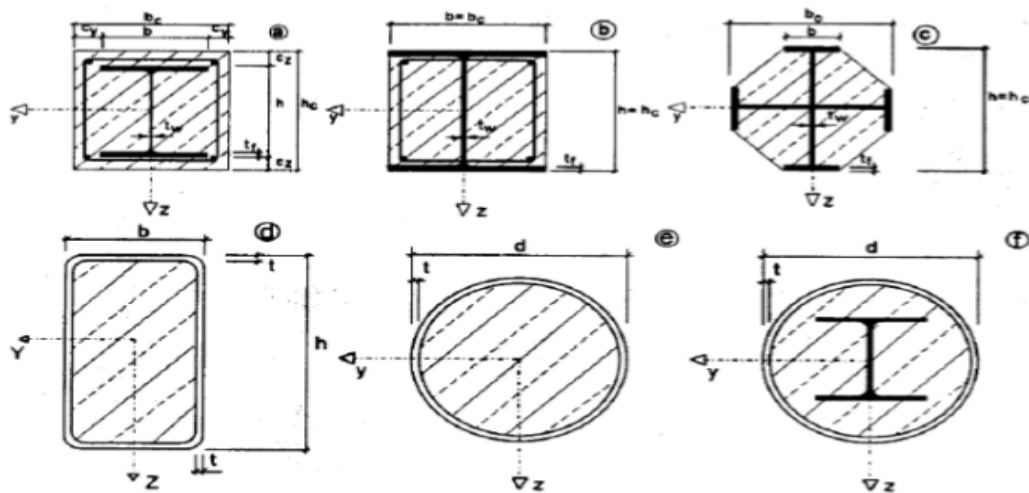


Figure VIII. 1: Exemple des types de section transversale des poteaux mixtes. [15]

VIII.3.3.1 Méthodes de calcul

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes. La première est une Méthode Générale qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés. La seconde est une Méthode Simplifiée utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux. Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur. Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une L'élancement interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

❖ **Conditions d'applicabilité de la Méthode Simplifiée :**

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

1. La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau
2. La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir $\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl,Rd}$, est compris entre 0,2 et 0,9.
3. réduit λ du poteau mixte ne doit pas dépasser la valeur 2,0.
4. Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes : $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$ et $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$.
5. Il convient que le rapport entre la hauteur h de la section et sa largeur se situe entre 0,2 et 5.
6. L'aire de la section d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6% de l'aire de la section du béton.

VIII.3.3.1.1 Dimensionnement des poteaux mixtes

➤ **Elément sollicité en compression axial**

$$N_{sd} \leq N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{plrd} \quad (8.1)$$

$$N_{sd} \leq N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{plrd} \quad (8.2)$$

➤ **Elément sollicité par un effort axial de compression et un moment fléchissant uni axial (N_{xsd}, M_{ysd})**

$$N_{sd} \leq N_{plrd} \quad (8.3)$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \quad (8.4)$$

- Détermination de μ_y :

$$\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} \quad (8.5)$$

$$N_c = \frac{A_c 0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8.6)$$

$$\chi_c = \frac{N_c}{N_{plrd}} \quad (8.7)$$

Si $x_d < x_c$

$$\mu_y = 1 - \frac{1 - (\chi_y \times \chi_d)}{1 - (\chi_c \times \chi_y)} \quad (8.8)$$

Si $x_c < x_d$

$$\mu_y = \frac{(\chi_y - \chi_d)}{1 - (\chi_c \times \chi_y)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right. \quad (8.10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right. \quad (8.11)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \end{array} \right. \quad (8.12)$$

- Détermination de la zone $2h_n$:

$$\text{Axe neutre dans l'ame : } h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})} \quad (8.13)$$

$$\text{axe neutre dans la semelle : } h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (8.14)$$

$$\text{axe neutre hors de la section en acier : } h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd}) + A_s (2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (8.15)$$

- Détermination de modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2h_n$

(W_{plyan} , W_{plys} , W_{plycn})

$$W_{pan} = t_w \times h_n^2 \quad (8.16)$$

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn} \quad (8.17)$$

- Détermination de modules de résistance plastique (w_{pa} , W_{pc} , W_{ps}):

$$w_{pa} = \frac{t_w h^2}{4} + (b - t_w)(h - t_f)t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3 \quad (8.18)$$

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} e_{zi} \quad (8.19)$$

$$w_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - w_{pa} - w_{ps} \quad (8.20)$$

$$M_{sdy} \leq \mu_y \times 0.9 \times M_{plrdy} \quad (8.21)$$

$$M_{plrdy} = (w_{pay} - w_{any}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (w_{pcy} - w_{pcny}) \frac{0.85 \times f_{ck}}{2\gamma_c} + (w_{psy} - w_{psny}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (8.22)$$

- Détermination de la courbe d'interaction polygonale M_{plrdy} :

➤ **Elément sollicité par un effort axial de compression et un moment fléchissant**

bi axial : $(N_{sd}, M_{sdz}, M_{sdy})$

- Classification du profilé
- *Vérification* :
 - Vérfications de Moment fléchissant* :

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy} \quad (8.23)$$

$$M_{plrdy} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} \quad (8.24)$$

$$M_{sdz} \leq M_{plrdz} \quad (8.25)$$

$$M_{plrdz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}} \quad (8.26)$$

- Vérfications de l'effort tranchant* :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

- Etude de flambement* :

- détermination λ_1 :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 \quad (8.27)$$

- détermination élancement maximal λ :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (8.28)$$

- détermination élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (8.29)$$

4. Détermination de φ :

$$\varphi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (8.30)$$

5. Détermination de Coefficient de réduction au flambement

$$\chi : \chi = \frac{1}{\varphi + \left[\varphi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0.5}} \quad (8.31)$$

6. Détermination de β_m :

$$\beta_m = 1.8 - (0.7 \times \varphi) \quad (8.32)$$

7. Détermination de μ :

$$\mu = \bar{\lambda} \times (2\beta - 4) + \left(\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right) \leq 0.9 \quad (8.33)$$

8. Détermination de K :

$$K = 1 - \frac{\mu \times N_{sd}}{\chi \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad (8.34)$$

Vérification de l'élément soumis à la flexion composée en utilisons l'équation suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{ml}}} + \frac{K_y \times M_{sdy}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{ml}}} + \frac{K_z \times M_{sdz}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{ml}}} \leq 1 \quad (8.35)$$

1-Résistance plastique en compression axiale :

La résistance plastique en compression axiale s'obtient en additionnant les résistances plastiques des éléments constitutifs, suivant l'expression suivante : Pour les sections partiellement ou totalement enrobées de béton.

**Pour les sections enrobées de béton :*

$$N_{plrd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ml}} + A_c \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (8.36)$$

**Pour les sections creuses remplies de béton :*

$$N_{plrd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ml}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (8.37)$$

Avec A_a , A_c et A_s sont les aires respectives de la section transversale de la section en acier, du béton et de l'armature.

Pour les profils creux circulaires remplis de béton, une augmentation de la résistance à la compression provient du frettage de la colonne de béton, si le tube est suffisamment rigide pour s'opposer au gonflement du béton comprimé. La résistance se calcule dans ce cas, comme indiqué dans la partie consacrée aux poteaux comprimés et fléchis.

2-Elancement réduit :

La charge élastique critique N_{cr} d'un poteau mixte est calculée en utilisant la formule d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)}{l_f^2}, \text{ avec } N_{cry} = \frac{\pi^2(EI_y)}{l_{fy}^2}, N_{crz} = \frac{\pi^2(EI_z)}{l_{fz}^2} \quad (8.38)$$

N_{cry} : La charge critique élastique selon l'axe y

N_{crz} : La charge critique élastique selon l'axe z

L_f : Longueur de flambement selon l'axe considéré, peut être prise égale à sa longueur réelle si elle est vraiment maintenue latéralement aux deux extrémités. Dans les autres situations on peut la déterminer selon les conditions d'appuis habituels.

Où (EI) est la rigidité flexionnelle du poteau mixte relative au plan de flambement considéré et, la longueur de flambement correspondante de ce poteau. Si ce poteau appartient à une ossature rigide, cette longueur de flambement peut, de manière sécuritaire, être prise égale à la longueur d'épure L .

Pour les charges de courte durée, la rigidité élastique de flexion effective (EI) e de la section transversale d'un poteau mixte vaut :

$$EI = E_a I_a + E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (8.39)$$

Avec :

E_a, E_s : Modules d'élasticité de l'acier

$$E_a = E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

E_{cm} : Module d'élasticité sécant du béton.

E_{cd} : Module d'élasticité efficace du béton (voir partie compression-flexion).

I_a, I_c, I_s : Moments d'inertie de l'acier, du béton et des armatures.

Avec : I_a, I_c et I_s inerties flexionnelles respectives, pour le plan de flexion considéré, du profil en acier, du béton (supposé non fissuré) et de l'armature. E_a, E_{cd} et E_s modules d'élasticité respectifs du matériau constituant le profil en acier et de l'acier d'armature.

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{mc}} \quad (8.40)$$

E_{cm} : Module sécant du béton.

3-La résistance plastique en compression :

La résistance est déterminée à partir de l'équation (8.6) suivante :

$$N_{plr} = A_a f_y + A_c 0.85 f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (8.41)$$

Où N_{plr} est la valeur de l'effort normal résistant plastique $N_{pl.Rd}$ calculé en posant tous les facteurs partiels de sécurité γ_a , γ_c et γ_s égaux à 1,0 (c'est à dire en utilisant les résistances caractéristiques des matériaux).

Avec :

f_y : Limite élastique de l'acier de construction ($f_y = 235\text{Mpa}$).

f_{ck} : Résistance en compression du béton ($f_{ck} = 25\text{Mpa}$)

f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature ($f_{sk} = 400\text{Mpa}$).

L'élançement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte pour le plan de flexion considéré est donné par :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}} \quad (8.42)$$

$\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit pour le flambement selon l'axe approprié.

Les élançements limites au-delà desquels les effets de fluage et de retrait sont à considérer :

Tableau VIII. 1: Les élançements limitent au-delà desquels les effets de fluage et de retrait.

Type de structure	Structure rigide	Structure souple
Profilé enrobé de béton	$\bar{\lambda} = 0.8$	$\bar{\lambda} = 0.5$
Profilé creux rempli de béton	$\bar{\lambda} = 0.8/(1-\delta)$	$\bar{\lambda} = 0.5/(1-\delta)$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

α : Facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement appropriée.

VIII.3.3.2 Pré dimensionnement du poteau mixte

Dans cette partie on va pré dimensionné le poteau mixte alors on a supposé que le profilé est un HEB280 dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau (VIII.1) ci-dessous.

Tableau VIII. 2: Caractéristique géométrique de profilé HEB280.

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)
103	280	280	18	10.5
Wply (mm ³)	Wplz (mm ³)	A (mm ²)	Iz (mm ⁴)	Iy (mm ⁴)
1534.1×10 ³	717.6.10 ³	131.4.10 ²	6595.10 ⁴	19270.10 ⁴

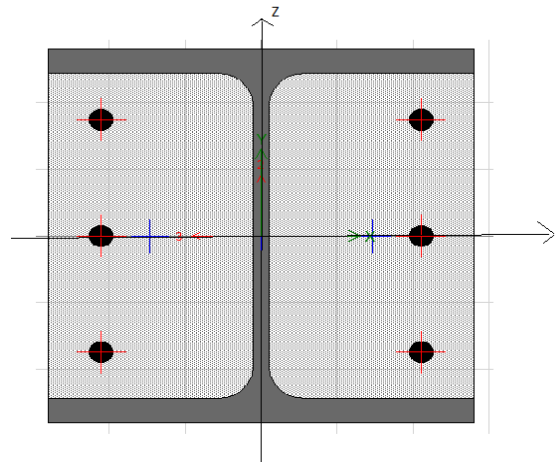


Figure VIII.2 : Section transversale d'un poteau mixte. [16]

a. La section d'acier :

On a 6 armatures de $\phi 16$

$$A_s = 6 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow 6 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 1206.37 \text{mm}^2$$

$$A_{\text{bane}} = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow \frac{\pi \times 16^2}{4} = 201.06 \text{mm}^2$$

position des armatures selon les deux axes :

$$d_z = \left[h - 2t_f - 2e - 2\frac{\phi}{2} \right] / 2 \rightarrow \left[280 - (2 \times 18) - (2 \times 35) - \left(2 \times \frac{16}{2} \right) \right] / 2 \rightarrow d_z = 79 \text{mm}$$

$$d_y = \left[\frac{b}{2} - e - \frac{\phi}{2} \right] \rightarrow \left[\frac{180}{2} - 35 - \frac{16}{2} \right] \rightarrow d_y = 97 \text{mm}$$

Le moment d'inertie :

$$I_{sy} = \left(\frac{\pi \times d^4}{64} + A_{\text{bane}} \times d_z^2 \right) \times n \rightarrow I_{sy} = \left(\frac{\pi \times 16^4}{64} + 201.06 \times 79^2 \right) \times 4 \rightarrow I_{sy} = 5.04.10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = \left(\frac{\pi \times d^4}{64} + A_{\text{bane}} \times d_y^2 \right) \times n \rightarrow I_{sz} = \left(\frac{\pi \times 16^4}{64} + 201.06 \times 97^2 \right) \times 6 \rightarrow I_{sz} = 11.37 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Le module plastique :

$$W_{\text{plys}} = [A_{\text{bane}} \times d_z] \times n \rightarrow W_{\text{plys}} = [201.06 \times 79] \times 4 \rightarrow W_{\text{plys}} = 63.53 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{plzs}} = [A_{\text{bane}} \times d_y] \times n \rightarrow W_{\text{plzs}} = [201.06 \times 97] \times 6 \rightarrow W_{\text{plzs}} = 117.02 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

b. La section du béton :

$$h_c = b_c = 280 \text{ mm}$$

$$A_c = (h_c \times b_c) - [A_a + A_s] \rightarrow A_c = (280^2) - [1206.37 + 13140] \rightarrow A_c = 64053.63 \text{ mm}^2$$

Le moment d'inertie :

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - [I_{ay} + I_{sy}] \rightarrow I_{cy} = \frac{280^4}{12} - [(19270 \times 10^4) + (5.04 \times 10^6)] \rightarrow I_{cy} = 314.47 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{hb^3}{12} - [I_{az} + I_{sz}] \rightarrow I_{cz} = \frac{280^4}{12} - [(6595 \times 10^4) + (11.37 \times 10^6)] \rightarrow I_{cz} = 434.89 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Le module plastique :

$$W_{\text{plyc}} = \frac{bh^2}{4} - [W_{\text{plya}} + W_{\text{plys}}] \rightarrow W_{\text{plyc}} = \frac{280^3}{4} [(1534 \times 10^3) + (63.53 \times 10^3)]$$

$$\rightarrow W_{\text{plyc}} = 389.05 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{plzc}} = \frac{hb^2}{4} - [W_{\text{plza}} + W_{\text{plzs}}] \rightarrow W_{\text{plzc}} = \frac{280^3}{4} [(717.6 \times 10^3) + (117.02 \times 10^3)]$$

$$\rightarrow W_{\text{plzc}} = 465.34 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Conditions d'Application de la méthode simplifiée :

On distingue les conditions d'application de la méthode simplifiée suivants il faut vérifier que :

- La section est symétrique donc la première condition est vérifier .

$$\delta = \frac{A_a \times f_y}{N_{\text{plhd}}} \rightarrow \delta = \frac{13140 \times 235}{4133.79 \times 10^3} = 0.68 \rightarrow 0.2 < 0.68 < 0.9 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- $\bar{\lambda}_y < 2 \rightarrow 0.2 < 2$ et $\bar{\lambda}_z < 2 \rightarrow 0.3 < 2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

- $0.3 \% A_c \leq A_s \leq 6 \% A_c \rightarrow 0.3 \% 64053.63 \leq A_s \leq 6 \% 64053.63$
 $\rightarrow 192.16 < 1206.37 < 3843.22 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

- $0.2 < \frac{h_a}{b_a} < 5 \rightarrow 0.2 < \frac{280}{280} < 5 \rightarrow 0.2 < 1 < 5 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

- $40\text{mm} \leq C_y \leq 0.4b_c$ et $40\text{mm} \leq C_z \leq 0.3h$
- $40\text{mm} \leq 40 \leq 112$ et $40\text{mm} \leq 40 \leq 84\text{mm}$ condition vérifier

Donc la méthode simplifiée est applicable.

VIII.3.3.3 Etude dynamique de la structure mixte

L'objectif principal de cette étude dynamique est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure mixte réalisée avec des poteaux partiellement enrobés en HEB280. Ainsi que la détermination des efforts internes sous différentes combinaisons et les déplacements maximums lors d'une sollicitation sismique. Les vérifications ont été réalisées en utilisant le règlement parasismique algérien version 2003, nous avons permis de vérifier ces résultats obtenus par le modèle. En plus de ces vérifications nous avons comparé la capacité de la structure mixte en termes de performance sismique avec la structure métallique.

VIII.3.3.3.1 Présentation de l'ouvrage

- d. La géométrie est la même que celle décrite dans le chapitre (5) la seule différence est quand on a utilisé des poteaux mixtes et pour le choix de la méthode c'est la même méthode utilisée pour l'étude sismique.

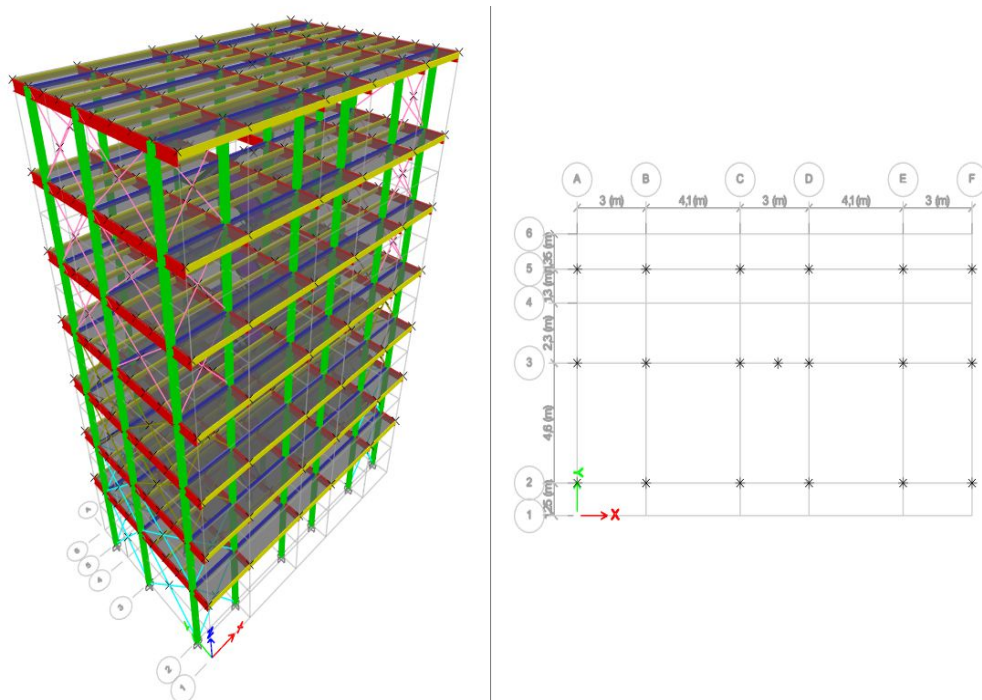


Figure VIII. 2: Vue 3D et en plan de la structure avec des poteaux mixtes HEB280.

VIII.3.3.3.2 Évaluation de la force sismique totale V

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure selon la formule :

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

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

Détermination des paramètres (les mêmes résultats qui ont mentionné dans le chapitre 5)

- **Coefficient d'accélération A :**

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Notre bâtiment est implanté dans la région d'Alger : zone III.

- groupe d'usage 2

A= 0,25.

- **Coefficient de comportement globale de structure R :**

La valeur de Coefficient de comportement est donnée par le (tableau 4.3 RPA.99/03) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4)

R=5→Mixte portique palées triangulées en X (définie dans le chapitre 5)

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de facteur de qualité est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Et la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non" est représenté dans le tableau 8.3 :

Tableau VIII. 3: valeurs des pénalités Pq.

Critère Q	Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1
$\sum Pq$	0.25

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyenne D :**

$$\text{Donné par la formule : } D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

$$\text{Pour un cite meuble } S_3 \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

- **Facteur de correction d'amortissement :**

Donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Nous avons un portique en acier léger et d'après le tableau 4.2(RPA.99/03) $\xi=5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

- **La période fondamentale T :**

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

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

$$h_n = 25.5 \text{ m}$$

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 (RPA.99/03). $\Rightarrow C_t = 0.05$ (Portiques auto stables en béton ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

$$T = 0.05 \times 25.5^{3/4}$$

$$T = 0.567s$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

Suivant x-x : $D_x = 17.5m$.

Suivant y-y : $D_y = 11.4m$.

$$T_x = \frac{0.09 \times 25.5}{\sqrt{17.5}} = 0.549s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 25.5}{\sqrt{11.4}} = 0.679s$$

$$T_{\text{empériq}} = \min(0.567, 0.549, 0.679)$$

$$T_{\text{empériq}} = 0.549s$$

$$T_{\text{analyt}} = 0.717s \text{ (d'après logiciel ETABS)}$$

La période choisie pour le calcul de facteur D selon le tableau 5.1.

$$1.3T_{\text{empériq}} = 0.712s$$

$$0.712s < 0.717s$$

$$1.3T_{\text{empériq}} < T_{\text{analyt}}$$

Donc la valeur de la période fondamentale retenue pour le calcul du facteur dynamique

$$"D" \text{ est } T = 1.3T_{\text{empériq}} = 0.712s$$

$$T_2 < T < 3s$$

$$0.5s < 0.712 < 3s$$

Alors on calcule le facteur dynamique D avec la

$$\text{formule : } D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2.5 \times 1 (0.5/0.712)^{2/3}$$

$$D = 1.97$$

- Le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99) est représenté dans la figure si dessous avec les données suivantes :

Zone sismique III

Groupe d'usage 2

Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5\%$.

Coefficient de comportement : 5

Facteur de qualité : $Q = 1.25$

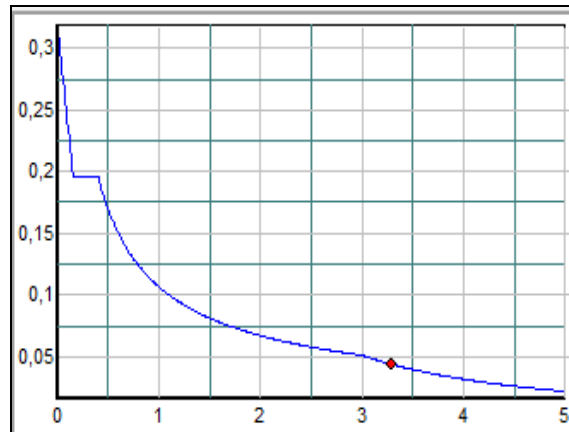


Figure VIII. 3: Spectre de réponse.

Poids totale de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

– W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

– W_{Qi} : Charges d'exploitation.

– $\beta=0.2$ (pour les bâtiments à usage d'habitation). (tableau 4.5 RPA.99/03).

$W=9265,56$ (d'après logiciel ETABS)

$$V_s = \frac{0.25 \times 1.97 \times 1.25}{5} \times 9265,56 = 1140.82 \text{ KN}$$

VIII.3.3.3 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA/2003

Il faut vérifiée les vérifications suivantes :

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : $V_d \geq 0.8V_s$

D'après logiciel ETABS on a :

$$\text{sens - X : } V_d x = \sum F_x = 952,48\text{KN}$$

$$\text{sens - Y : } V_d y = \sum F_y = 1404,80\text{KN}$$

$$V=0.8 \times 1140.822=912.656\text{KN}$$

$$952.48 > 912.656$$

$$1404.80 > 912.656$$

Condition vérifiée

• **Vérification de la période :**

La valeur de T calculée par le logiciel ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ETABS : T = 0.717 s.

La période empirique = 0.567s

$$1.3 \times 0.567 = 0.737\text{s} > 0.717\text{s} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Analyse modal et la Vérification de participation massique :**

On doit vérifier que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant représente la participation massique suivant les deux sens X et Y :

Tableau VIII. 4: Analyse modale et le Pourcentage de la participation massique.

Case	Mode	Période(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,717	0,7235	9.588E-07	0,7235	9.588E-07
Modal	2	0,413	0,00000155	0,7833	0,7235	0,7833
Modal	3	0,269	0,00001642	0	0,7235	0,7833
Modal	4	0,175	0,2073	0,000002056	0,9308	0,7833
Modal	5	0,126	0.00000106	0,1672	0,9718	0,9505
Modal	6	0,084	0,041	0,000003684	0,9783	0,9505
Modal	7	0,08	0,0065	0,00000322	0,9783	0,9505
Modal	8	0,08	0	0	0,9784	0,9505
Modal	9	0,071	0,0001	0	0,9784	0,9505
Modal	10	0,07	0	0,0028	0,9784	0,9533
Modal	11	0,07	0	0	0,9784	0,9533
Modal	12	0,07	0	0	0,9784	0,9533

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir de mode 5^{ème}.

On a on premier mode de translation parallèle à X-X avec une période 0.717s et une fréquence 1.395hz, et en deuxième mode on a une translation parallèle à Y-Y avec une période de 0.413s et une fréquence 2.42hz, et on troisième mode une rotation avec une Période 0.269s et une Fréquence de 3.717hz ils sont indiqués dans les figures ci-dessous :

Model :

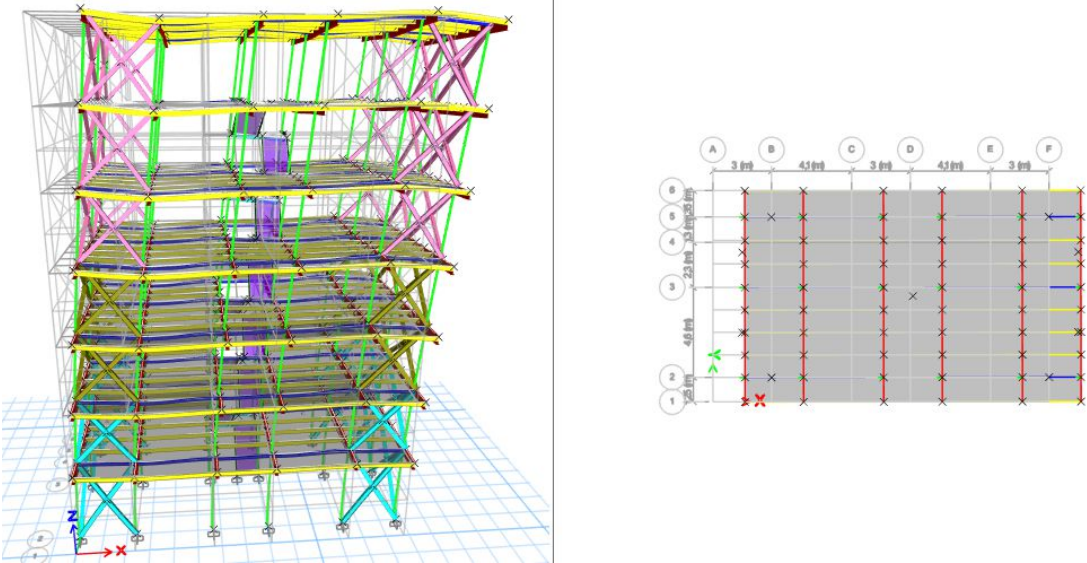


Figure VIII. 4: Le premier mode de translation parallèle à X-X.

Mode2 :

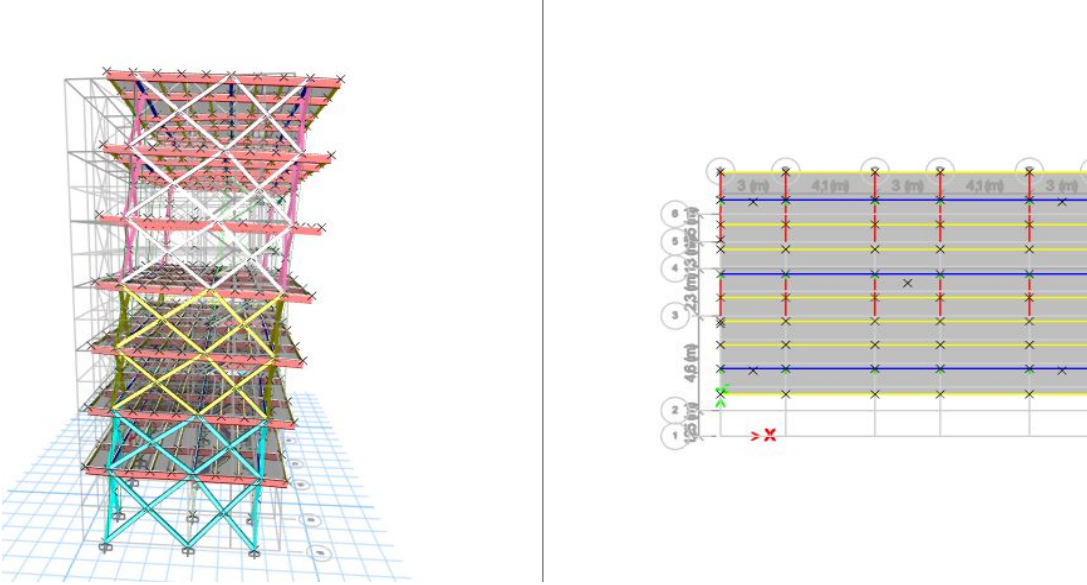


Figure VIII. 5: Le 2^{ème} mode de translation parallèle à Y-Y.

Mode3 :

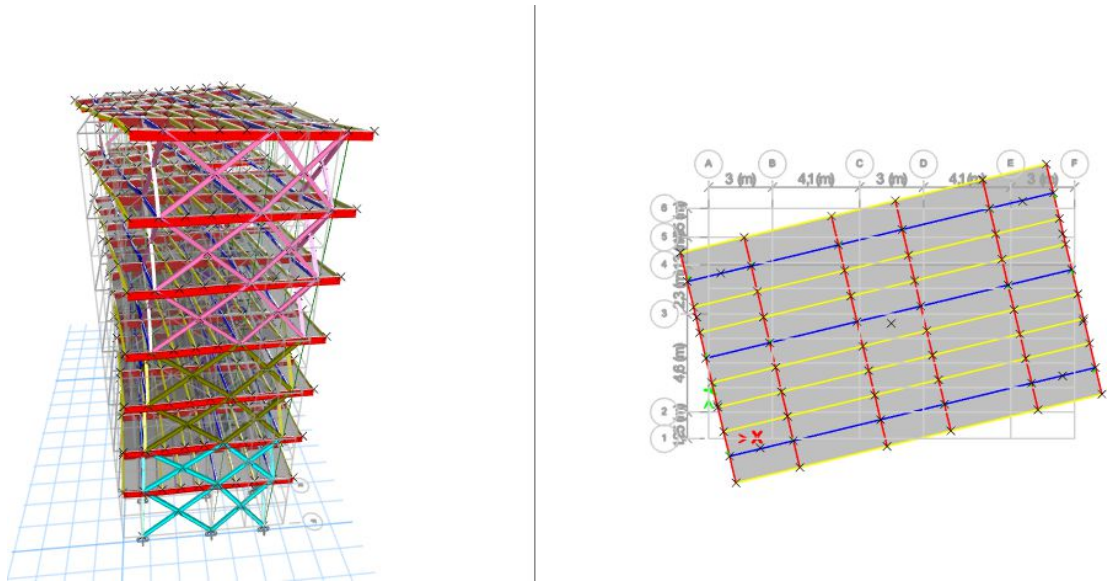


Figure VIII. 6: Le 3^{ème} mode de rotation.

Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' est calculé de la manière suivante :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

A partir de fichier ETABS on aura les valeurs dans le tableau suivant et nous doit vérifier : $\delta_k < 1\% H$ étage

Tableau VIII. 5: Vérification des déplacements.

H étage (m)	Niveau (m)	d _{ex} (mm)	d _{ey} (mm)	D _{ex} (mm)	D _{ey} (mm)	D _x (mm)	D _y (mm)	0.01H (mm)	condition
4,50	4,50	2,001	1,524	2,00	1,52	10,01	7,62	45,0	Vérifier
3,50	8,00	4,586	2,951	2,59	1,43	12,93	7,14	35,0	Vérifier
3,50	11,50	7,914	4,615	3,33	1,66	16,64	8,32	35,0	Vérifier
3,50	15,00	11,675	6,334	3,76	1,72	18,81	8,60	35,0	Vérifier
3,50	18,50	15,711	8,098	4,04	1,76	20,18	8,82	35,0	Vérifier
3,50	22,00	19,817	9,724	4,11	1,63	20,53	8,13	35,0	Vérifier
3,50	25,50	23,878	11,154	4,06	1,43	20,31	7,15	35,0	Vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} < 0.1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

H_K : Hauteur d'étage 'k'.

A partir de fichier ETABS on aura les valeurs dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 6: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	Poids	D_k (m)		V_k (KN)		h_k (m)	Q	
	Total	Sens- X	Sens-Y	Sens- X	Sens-Y		Sens- X	Sens-Y
RDC	9265,56	0,00	0,00	952,48	1404,80	-	-	-
1er étage	7917,31	0,0020	0,0015	900,62	1340,64	4,50	0,0043	0,0022
2ème étage	6627,11	0,0046	0,0030	825,61	1235,90	3,50	0,0115	0,0050
3ème étage	5342,90	0,0079	0,0046	735,02	1095,41	3,50	0,0182	0,0071
4ème étage	4058,87	0,0117	0,0063	628,48	919,31	3,50	0,0242	0,0088
5ème étage	2780,96	0,0157	0,0081	497,76	691,97	3,50	0,0290	0,0102
6ème étage	1503,23	0,0198	0,0097	312,82	400,39	3,50	0,0316	0,0112
7ème étage		0,0239	0,0112			3,50	0,0328	0,0120

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10$ l'effet du second ordre est négligé.

VIII.3.3.3.4 Comparaison entre structure métallique et mixte

On représente les résultats de la structure métallique avec des poteaux HEB450 et une structure avec des poteaux mixtes HEB280 dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 7: Les valeurs de l'analyse modale et le déplacement et l'effort tranchant de la structure métallique et mixte.

	Structure métallique		Structure mixte	
	Période T en [s]	Fréquence [Hz]	Période T en [s]	Fréquence [Hz]
Mode 1	0.714	1.400	0.717	1.395
Mode 2	0.403	2.480	0.413	2.420
Mode 3	0.264	3.790	0.269	3.710
	Suivant X-X	Suivant Y-Y	Suivant X-X	Suivant Y-Y
Déplacement en [cm]	26.02	10.75	23.88	11.15
Effort tranchant en [KN]	840.50	1300.87	952.48	1404.80

Commentaire :

Dans le tableau 8.6 nous avons représenté les résultats obtenus pour l'analyse modale en termes de (période et fréquence) en plus des résultats obtenues en terme de déplacement au sommet et efforts tranchants pour les deux types de structures étudiée on a constaté que :

- Les périodes sont presque identiques, alors que la section du profilé a été réduite (Utilisation du profilé HEB280) mais la rigidité a été compensée par le béton armée.
- Pour la résistance à l'effort tranchant les efforts obtenus pour la structure mixte sont supérieure à celle métallique selon les deux directions.
- Contrairement pour le déplacement au sommet la structure mixte c'est déplacé plus que la structure métallique selon la direction (Y-Y) alors que dans la direction (X-X) son déplacement était inférieur à celui de la structure métallique.

VIII.3.3.4 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

La vérification de la stabilité a été réalisée selon les deux axes principaux de flambement selon les critères de résistance de l'Eurocode 4.

Manque-les efforts/avec combinaison

1-Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale :

Le poteau mixte présente une résistance au flambement suffisante si, pour chacun des plans de flambement, l'effort axial de calcul N_{sd} est tels que :

$$N_{sd} \leq \chi N_{plrd} \quad \text{avec:} \quad N_{plrd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ml}} + A_c \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{plrd} = \left(13140 \left(\frac{235}{1.1}\right) + 64053.63 \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5}\right) + 1206.37 \left(\frac{400}{1.15}\right)\right) \times 10^{-3} \rightarrow N_{plrd} = 4133.79 \text{ KN}$$

Pour calculé la valeur de coefficient de réduction χ il faut déterminer :

- Détermination de la rigidité élastique :

$$EI = E_a I_a + E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{mc}} = \frac{32164.2}{1.35} = 23825.33 \text{ N/mm}^2$$

Avec :

$$EI_y = E_a I_{a_y} + 0.6 E_{cd} I_{c_y} + E_s I_{s_y}$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 (19270 \times 10^4) + 0.6 \times 23825.33 (314.47 \times 10^6) + 2.1 \times 10^5 (5.04 \times 10^6)$$

$$EI_y = 4.6 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2$$

$$EI_z = E_a I_{a_z} + 0.6 E_{cd} I_{c_z} + E_s I_{s_z}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 (6595 \times 10^4) + 0.6 \times 23825.33 (44.89 \times 10^6) + 2.1 \times 10^5 (11.37 \times 10^6)$$

$$EI_z = 2.25 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2$$

- ❖ Détermination de la charge critique :

Calcul respective de la longueur de flambement et la charge critique selon les deux plans de flambement.

$$L_{fy} = L_{fz} = 0.7 \times H \rightarrow L_f = 0.7 \times 2800 \rightarrow L_f = 1960 \text{ mm}$$

Calcul de N_{cr} on remplace EI_y et EI_z dans l'équation (8.37)

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 (4.6 \times 10^{13})}{1960^2} \rightarrow N_{cry} = 11.81 \times 10^7 \text{ N}$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 (2.25 \times 10^{13})}{1960^2} \rightarrow N_{crz} = 5.78 \times 10^7 \text{ N}$$

- ❖ Détermination de la résistance plastique en compression :

$$\gamma_a = \gamma_s = \gamma_c = 1$$

$$N_{plr} = A_a f_y + A_c 0.85 f_{ck} + A_s f_{sk} \rightarrow 13140(235) + 64053.63(0.85 \times 25) + 1206.37(400)$$

$$\rightarrow N_{plr} = 4930 \text{ KN}$$

- ❖ L'élancement réduit :

$$\text{Dans notre cas on utilise : } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}} \text{ avec } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cry}}}, \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{crz}}}$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{4.93 \times 10^6}{11.81 \times 10^7}} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.2 \leq 0.2, \text{ il n'ya pas de risque de flambement } \chi_y = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{4.93 \times 10^6}{5.78 \times 10^7}} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.3 < 0.2, \text{ il y'a risque de flambement on doit calculer } \chi_z$$

Choix de α selon :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 \leq 1.2 \\ t_f = 18 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$y - y \rightarrow \text{courbe (b)} \rightarrow \alpha = 0.34 \rightarrow \chi_y = 1$$

$$z - z \rightarrow \text{courbe (c)} \rightarrow \alpha = 0.49 \rightarrow \varphi_z = 0.57 \rightarrow \chi_y = 0.95$$

D'où :

$$N_{sd} = 1300.87 \text{ KN} \leq N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{plrd} \rightarrow N_{by,Rd} = 1 \times 4133.79 = 4133.79 \text{ KN}$$

...condition vérifiée

$$N_{sd} = 1300.87 \text{ KN} \leq N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{plrd} \rightarrow N_{bz,Rd} = 0.95 \times 4133.79 = 3927.10 \text{ KN}$$

...condition vérifiée

$N_{by,Rd}$: est la valeur de calcul de la résistance au flambement du poteau.

N_{plrd} : est la résistance plastique à la compression de la section transversale mixte.

χ : Coefficient de réduction au flambement.

γ_{m1} , γ_c , γ_s : Coefficient partiel de sécurité à l'ELU respectivement pour les profilés métalliques, le béton et les armatures.

2-Poteaux sollicités par un effort axial de compression et un moment fléchissant uni axial (N_{sd} et M_{ysd}) :

$$N_{sd} = 1300.87 \text{ KN} \leq N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{plrd} \rightarrow N_{by,Rd} = 1 \times 4133.79 = 4133.79 \text{ KN}$$

...condition vérifiée.

❖ Détermination du coefficient μ_y :

$$\text{On calcul } \chi_d \text{ selon la formule (8.5) on trouve : } \chi_d = \frac{1300.87}{4133.79} = 0.32$$

$$\text{On calcul } N_c \text{ selon la formule (8.6) on trouve } N_c = \frac{64053.63 \times 0.85 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} \rightarrow N_c = 907.43 \text{ KN}$$

❖ On remplace la valeur de N_c dans la formule (8.7) :

$$\chi_c = \frac{907.43}{4133.79} = 0.22$$

$$0.22 < 0.32$$

Donc on est dans le cas $\chi_d > \chi_c$:

On remplace la valeur de χ_c et χ_d dans l'équation (8.9) :

$$\mu_y = \frac{(1 - 0.32)}{1 - (0.22 \times 1)} \rightarrow \mu_y = 0.87 < 1 \rightarrow \mu_y = 1$$

Poteau partiellement enrobés – axes neutres et modules de résistance plastique selon l'axe le plus fort (Y-Y) :

❖ Détermination de la zone $2h_n$: [17]

On a supposé que l'axe neutre se trouve dans l'âme

On calcul f_{cd} et f_{sd} et f_{yd} selon les formules (8.10) (8.11) (8.12)

$$\left. \begin{array}{l} f_{cd} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa} \\ f_{sd} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa} \\ f_{yd} = \frac{235}{1.1} = 213.64 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_a = 1.1 \\ \gamma_c = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right.$$

$$A_{sn} = 0 \rightarrow (\text{La zone } 2h_n \text{ est inconnue})$$

On suppose que l'axe neutre est dans l'âme alors en calcul h_n avec la formule (8.12)

$$h_n = \frac{64053.63 \times 14.17}{(2 \times 280 \times 14.17) + 2 \times 10.5(2 \times 213.64 - 14.17)} \rightarrow h_n = 54.64 \text{ mm}$$

$$h_n \leq \frac{h}{2} - t_f = \frac{280}{2} - 18 = 122 \text{ mm}$$

$$h_n < 122 \text{ mm}$$

D'après le résultat trouvé on confirme que l'axe neutre se trouve dans l'âme

❖ Détermination de modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2h_n$ (w_{plyan} , w_{plysn} , w_{plycn}) : on applique les formules (8.16) et (8.17)

$$w_{pan} = 10.5 \times 54.64^2 \rightarrow w_{pan} = 31.35 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$w_{pcn} = 280 \times 54.64^2 - (31.35 \times 10^3 + 0) \rightarrow w_{pcn} = 804.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$w_{psn} = 0 \rightarrow (\text{Pas d'armature dans la zone } 2h_n)$$

$W_{plyan}, W_{plysn}, W_{plycn}$: Modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2h_n$ pour l'acier de construction, pour la partie en béton (béton supposé non fissurer) et pour l'armature.

❖ Détermination de modules de résistance plastique (W_{pa}, W_{pc}, W_{ps}) : on applique les formules (8.18), (8.19) et (8.20)

$$W_{pa} = \frac{10.5 \times 280^2}{4} + (280 - 10.5)(280 - 18) \times 18 + \frac{4 - \pi}{2} \times 27^2 (280 - 2 \times 18) + \frac{3\pi - 10}{3} \times 27^3$$

$$W_{pa} = 1549.33 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{ps} = \left[\left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \right) \times \left(\frac{280}{2} - 18 - 35 - \frac{16}{2} \right) \right] \times 4$$

$$W_{ps} = 63.54 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc} = \frac{280^3}{4} - (1549.33 \times 10^3 + 63.54 \times 10^3)$$

$$W_{pc} = 3875.13 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

W_{pa}, W_{pc}, W_{ps} : Modules de résistance plastique pour l'acier de construction, pour la partie en béton (béton supposé fissurer) et pour l'armature.

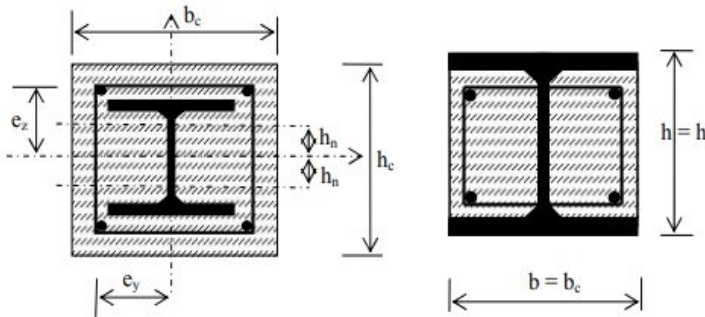


Figure VIII. 7: Poteau partiellement et totalement enrobé.

❖ Détermination de la courbe d'interaction polygonale M_{plrdy} :

On remplace les valeurs dans l'équation du M_{plrdy} (8.21)

$$M_{plrdy} = [1549.33 \times 10^3 - 31.35 \times 10^3] \times \left(\frac{235}{1.1} \right) + [3875.13 \times 10^3 - 804.6 \times 10^3] \times \left(\frac{0.85 \times 25}{2 \times 1.5} \right) + [63.54 \times 10^3] \times \left(\frac{400}{1.15} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_{plrdy} = 368.15 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que la condition suivante est vérifiée :

$$M_y \leq \mu_y \times 0.9 \times M_{plrdy}$$

$$M_y \leq 1 \times 0.9 \times 36815 = 331.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 40.84 \text{ KN.m} < 331.34 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3-Poteaux sollicités par un effort axial de compression et un moment fléchissant bi axial : (N_{sd} , M_{sdz} et M_{sdy})

$$\diamond \text{ 1^{er} Cas : } N_{sd}(\text{max}) \rightarrow M_{sdz}(\text{corr}) \rightarrow M_{sdy}(\text{corr})$$

Selon la combinaison la plus défavorable : **G+Q+Ex** $\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 1300.871 \text{ KN} \\ M_{sdz} = 9.75 \text{ KN.m} \\ M_{sdy} = 5.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Classification du profilé :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{tw} = \frac{h - 2tf - 2r}{tw} \leq 33\epsilon \quad \text{avec: } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f}} = 1$$

$$\frac{196}{10.5} = 18.67 < 33 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

b. Classe de La semelle comprimée :

$$\frac{c}{tf} = \frac{(b - tw - 2r)/2}{tf} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{140}{18} = 7.78 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

Vérifications :

a. Vérification de Moment fléchissant :

$$M_{plrdy} = \frac{1534 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 327.72 \text{ KN.m}$$

$$5.25 \text{ KN.m} \leq 327.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$M_{plrdz} = \frac{717.6 \times 235 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 153.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 9.75 \text{ KN.m} \leq M_{plrdz} = 153.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} \leq M_{plrdz} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifiée que : $N_{sd} \leq N_{plrd}$

$$N_{plrd} = \frac{218 \times 235 \times 10^2}{1.1} \times 10^{-3} = 2807.18 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1300.871 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 2807.182 \text{ KN}$$

$N_{sd} \leq N_{plrd}$ condition vérifiée

Etude de flambement selon axe z-z

$$\lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Détermination de l'elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{0.7 \times 4100}{121.1} = 23.7$$

Détermination de l'lancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{23.7}{93.9} = 0.25 > 0.2, \text{ il y'a risque de flambement on déterminé } \chi_y$$

Choix de α selon :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 \leq 1.2 \\ t_f = 18 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Flambement par rapport à l'axe (z-z) \rightarrow courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + 0.49(0.25 - 0.2) + 0.25^2 \right] \rightarrow \varphi_y = 0.54$$

Détermination de coefficient de réduction de flambement :

$$\chi_y = \frac{1}{0.51 + \left[0.54^2 - 0.25^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_y = 0.98$$

Détermination de β_{my} :

$$\beta_{my} = 1.8 - (0.7 \times 0.54) = 1.42$$

Détermination de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{-0.175 \times 1300.871}{0.98 \times 13140 \times 235} = 1 \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination de μ_y :

$$\mu_y = 0.25 \times (2.84 - 4) + \left(\frac{1534 \times 10^3 - 1376 \times 10^3}{1376 \times 10^3} \right) = -0.18 \leq 0.9 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée

Etude de flambement selon axe y-y

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Détermination de l'élancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{0.7 \times 4100}{70.9} = 40.48$$

Détermination de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{40.48}{93.9} = 0.43 > 0.2$$

Choix de α selon :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 \leq 1.2 \\ t_f = 18 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Flambement par rapport à l'axe (y-y) → courbe (b) → $\alpha = 0.34$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + 0.34(0.43 - 0.2) + 0.43^2 \right] \rightarrow \varphi_z = 0.63$$

Détermination de coefficient de réduction de flambement :

$$\chi_z = \frac{1}{0.63 + \left[0.63^2 - 0.43^2 \right]^{0.5}} \rightarrow \chi_z = 0.92$$

Détermination de β_{my} :

$$\beta_{m_z} = 1.8 - (0.7 - 0.63) = 1.36$$

Détermination de K_y :

$$K_z = 1 - \frac{0.027 \times 1300.871}{0.92 \times 13140 \times 235} = 1 \leq 1.5 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination de μ_y :

$$\mu_z = 0.43 \times (2.72 - 4) + \left(\frac{717.6 \times 10^3 - 471 \times 10^3}{471 \times 10^3} \right) = -0.03 \leq 0.9 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On remplace les valeurs dans l'équation du (8.35)

$$\frac{1300.871 \times 10^3}{0.92 \times 13140 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 5.25 \times 10^6}{1534000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 9.75 \times 10^6}{717600 \times \frac{235}{1.1}} = 0.58 \leq 1 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\diamond \underline{\text{2ème cas}} : M_{sdz}(\text{max}) \rightarrow N_{sd}(\text{corr}) \rightarrow M_{sdy}(\text{corr})$$

Selon la combinaison la plus défavorable : **G+1.5V2**

$$\begin{cases} N_{sd} = 152.76 \text{ KN} \\ M_{sdz} = 22.66 \text{ KN.m} \\ M_{sdy} = 0.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérfications :

a. *Vérification de Moment fléchissant :*

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y}$$

$$0.61 \leq 327.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z}$$

$$22.66 \text{ KN.m} \leq 153.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. *Vérification de l'effort tranchant :*

Il faut vérifiée que : $N_{sd} \leq N_{plrd}$

$$1300.871 \text{ KN} \leq 2807.182 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{152.76 \times 10^3}{0.92 \times 13140 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 0.61 \times 10^6}{1534000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 22.66 \times 10^6}{717600 \times \frac{235}{1.1}} = 0.21 \leq 1 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ 3^{ème} cas : $M_{sdy}(\text{max}) \rightarrow N_{sd}(\text{corr}) \rightarrow M_{sdz}(\text{corr})$

Selon la combinaison la plus défavorable : **G+Q+E_y**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 425.531 \text{ KN} \\ M_{sdz} = 4.744 \text{ KN.m} \\ M_{sdy} = 40.842 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Vérfications :

a. *Vérification de Moment fléchissant :*

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y}$$

$$40.842 \text{ KN.m} \leq 327.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z}$$

$$4.744 \text{ KN.m} \leq 153.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. *Vérification de l'effort tranchant :*

Il faut vérifiée que : $N_{sd} \leq N_{plrd}$

$$425.531 \text{ KN} \leq 2807.182 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{425.531 \times 10^3}{0.92 \times 13140 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 40.842 \times 10^6}{1534000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 4.744 \times 10^6}{717600 \times \frac{235}{1.1}} = 0.32 \leq 1 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4^{ème} cas : $M_{sdy}(\max) \rightarrow N_{sd}(\max) \rightarrow M_{sdz}(\max)$

$$\begin{cases} N_{sd} = 1300.871 \text{KN} \\ M_{sdz} = 22.66 \text{KN.m} \\ M_{sdy} = 40.842 \text{KN.m} \end{cases}$$

Vérifications :

a. *Vérification de Moment fléchissant :*

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y}$$

$$40.842 \leq 327.72 \text{KN.m}$$

$$M_{sd_y} \leq M_{plrd_y} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z}$$

$$22.66 \text{KN.m} \leq 153.31 \text{KN.m}$$

$$M_{sd_z} \leq M_{plrd_z} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. *Vérification de l'effort tranchant :*

Il faut vérifiée que : $N_{sd} \leq N_{plrd}$

$$1300.871 \text{KN} \leq 2807.182 \text{KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1300.871 \times 10^3}{0.92 \times 13140 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 40.842 \times 10^6}{1534000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \times 22.66 \times 10^6}{717600 \times \frac{235}{1.1}} = 0.78 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE IX :

**Méthodologie d'évaluation de
la capacité des structures
métalliques et mixtes**

IX.1 Introduction

Les méthodes d'analyse conventionnelle utilisées dans la conception sismique, des constructions, et ce dans la plupart des codes, sont des méthodes statiques linéaires, ou linéaires équivalentes, où les éléments structurels sont modélisés par des modèles à comportements linéaires, soumis à des forces sismiques prises des spectres de réponse réduits par un facteur de réduction de comportement sismique, mais ces méthodes, malgré leur utilisation facile, se caractérisent par des inconvénients, parmi eux les facteurs de réductions utilisés sont approximatifs, aussi ces méthodes ne prennent pas en considération la plastifications des zones critiques, ce qui en résulte le changement de distribution et le déplacement.

Autrement dit, ces méthodes ne représentent pas le comportement non linéaire des éléments et par conséquent elles ne représentent pas le mécanisme de rupture. Effectivement, cela a incité les chercheurs à accorder plus d'attention aux méthodes d'analyse non linéaire.

Au cours des 40 années écoulées, le génie parasismique a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, certaine méthode de conception basée sur la performance, et leur méthodologie essentiellement est l'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode Pushover.

IX.2 Méthodes de calcul de l'action sismique (aspect réglementaire)

La détermination de la réponse sismique de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par plusieurs méthodes de calcul dont le choix est en fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une des méthodes d'analyse suivantes :

IX.2.1. Méthodes d'analyses linéaires

L'analyse linéaire des structures est l'étude de la stabilité globale de la structure sans que les éléments structuraux ne se plastifient. Les règles parasismiques algériennes (RPA 99/2003) évoquent 3 méthodes d'analyses, à savoir :

a. Méthode statique équivalente (analyse par forces latérales) :

Dans cette méthode pseudo-dynamique, la sollicitation sismique réelle est remplacée par un système de force statique fictif, dont l'effet est considéré comme équivalent à celui d'un

tremblement de terre.

b. Méthode d'analyse modale spectrale linéaire

L'analyse dynamique modale spectrale s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour effectuer un calcul statique équivalent (Bali et Serdouk 2022).

c. Méthode d'analyse temporelle linéaire :

Cette méthode calcule la solution de l'équation d'équilibre dynamique pour le comportement structural (force, déplacement) en fonction du temps à l'aide des caractéristiques dynamiques (masse, rigidité, amortissement) de la structure. L'action sismique est simulée à l'aide d'un accélérogramme.

Pour cette méthode, on doit justifier auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IX.2.2. Méthodes d'analyses non-linéaires

a. La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de Push over) :

Cette méthode du calcul prend en compte le comportement post élastique de la structure et destinée à estimer la résistance des bâtiments existants pour permettre de localiser les rotules plastiques et les endommagements éventuels. La méthode Pushover qu'est reconnue maintenant et utilisée universellement (ATC 40 et FEMA 356).

Elle consiste à appliquer à la structure un système de forces de distribution donnée (proportionnellement aux forces issues de l'analyse élastique ou aux forces résultant de l'application d'une accélération uniforme sur la hauteur) et d'intensité croissante (Bali et Serdouk 2022).

b. Méthode d'analyse dynamique non-linéaire :

Cette méthode est considérée comme une amélioration de la méthode Pushover. Elle consiste à soumettre une structure sous un ou plusieurs accélérogrammes. Son avantage principal c'est qu'elle considère les propriétés dynamiques de la structure et tient en compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation

dynamique (Morsli et Belabbaci 2019).

IX.3. Le comportement non linéaire de la structure

Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer. Nous étudions alors la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité, cette étude s'appelle analyse non linéaire des structures.

IX.3.1. Système non linéaire

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique, par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. La non linéarité est incontournable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique afin d'effectuer une analyse non linéaire. Il faut tout d'abord disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force-déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l'histoire de chargement. Un tel modèle est appelé modèle hystérétique.

IX.3.2. Les causes des non linéarités

Diverses causes peuvent être à l'origine des non linéarités, elles peuvent être externes ou internes à la structure. Parmi les causes externes, on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas de type visqueux. En fait, les forces visqueuses sont l'exception plutôt que la règle, il faut déjà considérer la non linéarité avec une simple force de frottement de type coulombien des forces associées constantes, mais change de signe en fonction des mouvements (elle s'oppose systématiquement au mouvement). Dans la réalité, les phénomènes de dissipation d'énergie sont complexes et une modélisation de type visqueux ou même coulombien n'en constitue que des approximations grossières.

Les causes internes de non linéarité sont liées au comportement de la structure en premier lieu, il s'agit de la réponse des éléments de structure lorsqu'ils sont frottement sollicités leur comportement devient plus complexe en s'éloignant d'une simple proportionnalité à la sollicitation (plastification). La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques. C'est ce type de non linéarité géométrique constitue une autre cause de non linéarité interne comprimés, dans le contexte parasismique on la désigne habituellement par l'effet de $(P-\Delta)$.

IX.3.3. Types des non linéarités

Les non-linéarités que l'on observe peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle.

Ces deux types de non-linéarité sont considérés lors de l'élaboration des différents logiciels d'éléments finis.

- **Non linéarité géométrique :**

Cette non-linéarité est due aux déplacements mêmes de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (théorie du premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements). Au sein de cette catégorie, on peut distinguer les grands déplacements et les grandes rotations. La prise en compte de cette non-linéarité est fondamentale pour l'étude de stabilité de forme de pièces élancées, ou des structures élancées à nœuds déplaçables. Elle permet de prédire le niveau de charge critique pour le calcul au flambement.

- **Non linéarité matérielle :**

Elle peut provenir de la loi de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les poteaux et les poutres d'une structure.

IX.4. Etat de l'art sur les lois de comportement des éléments résistants

IX.4.1. Modèle de comportement non linéaire

Afin de reproduire le comportement sismique des éléments de structure, de nombreux modèles d'hystérésis ont été proposés. Ces différents modèles se distinguent essentiellement par la qualité de leur simulation ainsi que par l'effort de programmation qui leur est associé. Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques modèles non linéaires idéalisés. Ces modèles sont caractérisés par une loi de comportement formée par des segments de droites.

a. Modèle Elasto-plastique Bilinéaire :

On définit deux types de modèles Elasto-Plastique bilinéaires :

- **Modèle Elasto-Plastique parfait :**

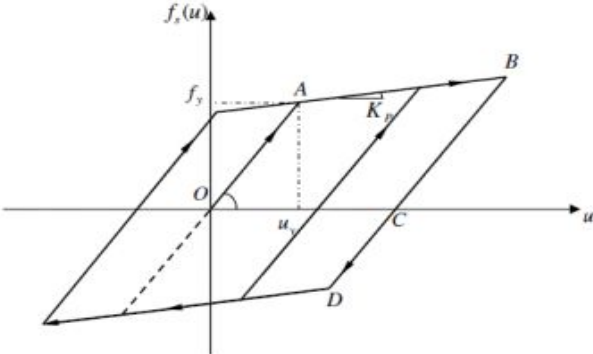


Figure IX. 1: Modèle Elasto-Plastique parfait.

- **Modèle Elasto-Plastique écrouissable**

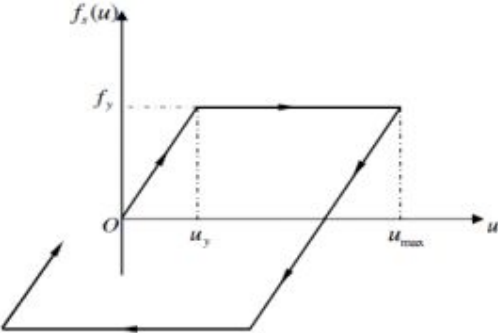


Figure IX. 2: Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage.

b. Modèle TAKEDA

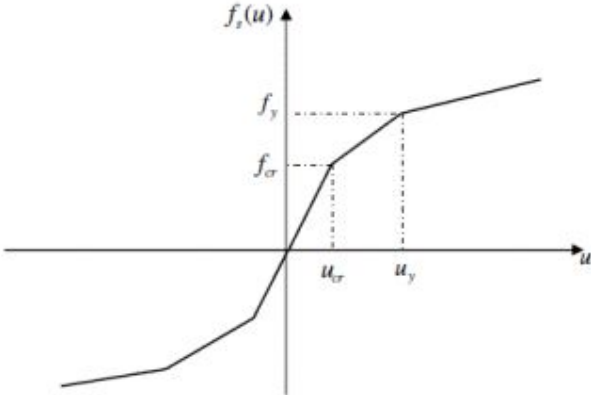


Figure IX. 3: Modèle de TAKEDA.

c. Modèle de TAKEDA modifié :

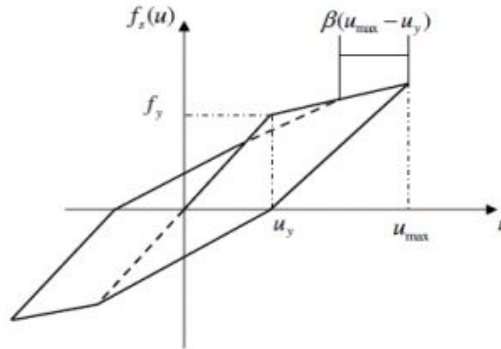


Figure IX. 4: Modèle de TAKEDA modifiée.

IX.5. Lois de comportement du béton armé

La diversité des modèles proposés, pour simuler le comportement du béton, est due à plusieurs paramètres il est intrinsèquement difficile de développer un modèle suffisamment fiable, qui représente le comportement complexe du béton et peut être facilement exploité pour la modélisation des structures en béton armé. Ce matériau composite est constitué de deux éléments : le béton et l'acier.

- Le béton travaille principalement en compression, sa résistance en traction est assez faible. En compression, le béton peut se trouver sous deux états différents des contraintes :
 - Le premier nommé non confiné, le matériau ne se trouvant pas à l'intérieur du volume sujet à l'emprise des armatures transversales et longitudinales.
 - Le second, nommé confiné, le matériau se trouvant dans le volume d'emprise des armatures.
- L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

IX.5.1. Confinement du béton armé

Le confinement du béton est assuré par le ferrailage transversal, généralement sous forme de spires ou de cadres en acier étroitement espacés. Pour de faibles contraintes dans le béton, l'intervention du ferrailage transversal en tant qu'armature de confinement est non significative par conséquent le béton est considéré comme non confiné. Le béton devient effectivement confiné lorsque les contraintes développées par le noyau du béton

s'approchent de la résistance uni-axiale. Les déformations transversales deviennent très importantes en raison de la fissuration interne progressive dans le béton qui s'appuie sur le ferrailage transversal, qui à son tour répond par une réaction de confinement sur le béton.

IX.5.1.1. Paramètres influents

La relation contrainte déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs notamment :

1. Le rapport du volume d'acier transversal au volume du béton confiné, parce qu'un contenu élevé du ferrailage transversal signifiera une pression de confinement élevée.
2. La résistance élastique de l'acier transversal, parce que celle-ci donne une limite supérieure à la pression de confinement.
3. L'espacement de l'acier transversal, augmente l'efficacité du confinement et contrôle la condition de non-flambement.
4. Forme et configuration de l'armature transversale.
5. La résistance du béton, parce que le béton de faible résistance est un peu plus ductile que le béton de haute résistance.

IX.5.1.2. Revue sur les différents modèles analytiques

Dans la modélisation, l'une des issues les plus importantes qui doit être assurée est le modèle exact contrainte déformation de l'acier et du béton, il est presque impossible de connaître la relation exacte entre contrainte et déformation. Cependant, il est légitime d'appliquer les modèles existants, dans le but d'aboutir à des résultats proches à la réalité.

a. Le modèle du béton confiné

Les informations précises sur la courbe contrainte-déformation du béton confiné donnent une analyse fiable du comportement sismique des éléments de béton. Plusieurs modèles de béton confiné des sections d'éléments en béton armé sont développés par les chercheurs.

- **Modèle Mander-Priestly et Park (Mander et al. 1988) :**

Le modèle de Mander et al, est couramment utilisé pour le béton confiné, il est intégré dans le programme ETABS adopté dans cette étude, il était développé en utilisant le concept de Sheikh and Uzumeri. Le modèle de Mander est applicable au béton confiné par les différents types d'armatures transversales : spirales, cerces circulaires et cadres rectangulaires. Le modèle contrainte-déformation est illustré dans la figure 2.5. Il est basé sur l'équation proposée par Popovics 1973.

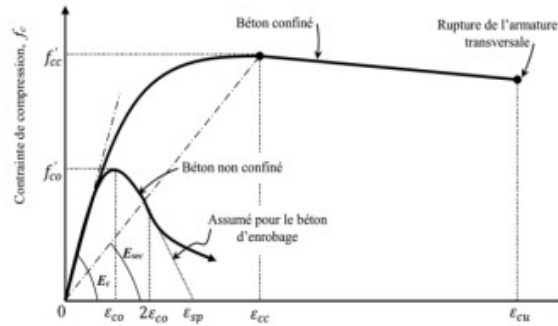


Figure IX. 5: Modèle contrainte-déformation pour le béton confiné de Mander et al. 1988.

La contrainte de compression longitudinale dans le béton f_c , pour un taux de déformation quasi-statique et un chargement monotone, elle est donnée en fonction de la déformation de compression ε_c selon la formule suivante :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (9.1)$$

f'_{cc} : Résistance à la compression du béton confiné.

La variable x est donné comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (9.2)$$

Où :

ε_c : Déformation de compression longitudinale du béton.

La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton f'_{cc} est donnée comme suit :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \right) \right] \quad (9.3)$$

Où :

f'_{co} et ε_{co} sont la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante respectivement (généralement peut être supposée $\varepsilon_{co}=0.002$). Le variable r est donné par la relation suivante :

$$r = \frac{E_C}{E_C - E_{Sec}} \quad (9.4)$$

Où :

E_c est le module d'élasticité du béton, et E_{sec} est le module sécant du béton confiné correspondant à la contrainte au pic, il est donné par la relation suivante :

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad ($$

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où $\varepsilon_c > 2 \varepsilon_{c0}$. Le comportement du béton d'enrobage est supposé linéaire atteignant le point de contrainte zéro pour une déformation ε_{sp} correspondant à l'éclatement du béton comprimé.

IX.6.2.2. Le modèle du béton non confiné

Le comportement du béton non confiné qui représente le béton d'enrobage, est différent du comportement du béton confiné, qui représente le béton de noyau, pour un élément structurel en béton armé.

- **Modèle de Mander** : (Abou Chakra 2016) :

Le modèle de Mander est un modèle intégré dans le programme ETABS 20.1, afin de décrire la relation contrainte-déformation de béton non confiné. Cette courbe se compose aussi d'une partie incurvée et d'une partie linéaire comme le montre la figure 9.6.

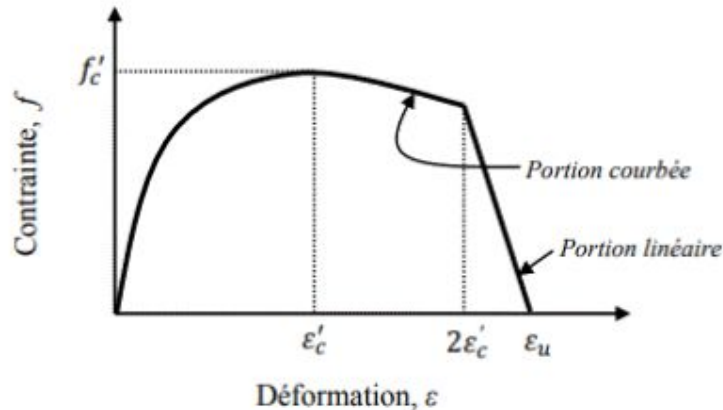


Figure IX. 6: Modèle de Mander de contrainte-déformation pour le béton non confiné.

L'équation suivante décrit la partie incurvée à la courbe lorsque $\varepsilon_n \leq 2\varepsilon'_c$

$$f = \frac{f'_c x^r}{r - 1 + x^r} \quad (9.6)$$

Où :

f : la contraint de béton.

ε_c : la déformation de béton.

f_c : La résistance à la compression du béton.

ϵ'_c : La déformation de compression du béton à f_c .

En ce qui concerne la partie linéaire de la courbe lorsque $2\epsilon'_c < \epsilon_c \leq \epsilon_u$, elle est décrite par l'équation suivante :

$$f = \left(\frac{2f_c r}{r-1+2^r} \right) \left(\frac{\epsilon_u - \epsilon_c}{\epsilon_u - 2\epsilon'_c} \right) \quad (9.7)$$

Où :

ϵ_c : la capacité ultime de déformation de béton.

Les variables x et r sont décrites par les équations suivantes :

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \quad (9.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_c}{\epsilon'_c}} \quad (9.9)$$

Où :

E_c : le module initial d'élasticité de Young.

a. Lois de comportement de l'acier :

Nous présentons ci-dessous le modèle de Park (Park and Pauley 1975), pour définir les lois de comportement de l'acier

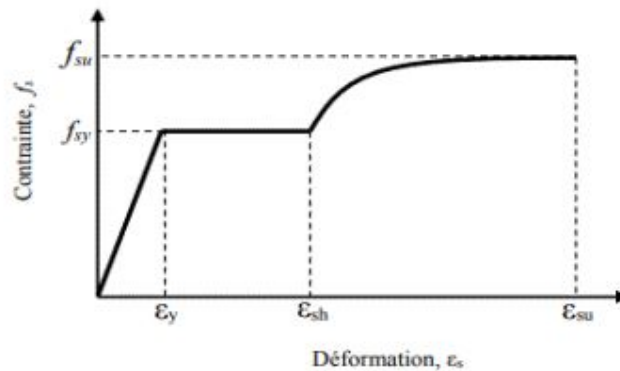


Figure IX. 7: Diagramme contrainte déformation de Park pour l'acier.

Avec :

ϵ_y : Déformation limite élastique de l'acier.

ϵ_{sh} : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écrouissage.

ϵ_{su} : Déformation ultime de l'acier.

f_{sy} : Contrainte limite élastique de l'acier.

f_{su} : Contrainte ultime de l'acier.

E_s : Modules d'élasticité de l'acier

IX.6. Section fibre

La discrétisation des sections en fibres offre la possibilité de décrire la réponse complexe des éléments structurels. Par l'intégration de la réponse inélastique du matériau, ce qui est relativement bien établi pour les matériaux métalliques homogènes et pour les matériaux à base de fibres et moins bien établie pour les matériaux cimentaires inhomogènes. Cette approche permet également d'inclure les contraintes résiduelles dans les éléments en acier et de la déformation ou de la fissuration progressive des éléments de structure.

La section rectangulaire en béton armé (RC) qui est le type le plus commun pour les éléments structuraux, cette section se compose de deux matériaux : l'acier d'armature et le béton.

Cette approche suppose que les barres d'armature sont modélisées individuellement. A cet égard, deux zones au comportement mécanique différent sont présentes, le béton de couverture non confiné et le béton de noyau confiné, dont le comportement mécanique dépend principalement de la quantité et des propriétés des armatures longitudinales et transversales (voir figure 9.8).

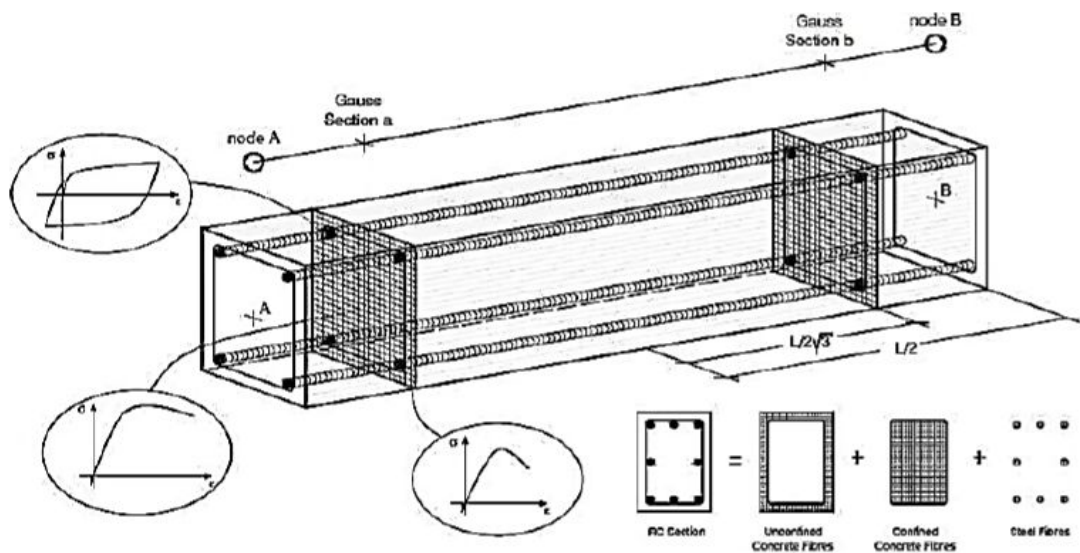


Figure IX. 8: Modélisation multifibre (Ceresa et al. 2007 ; Morsli et Belabbaci 2019).

Les schémas de discrétisation pour une section RC typique utilisent des fibres de taille uniforme dans une disposition régulière pour le noyau de béton et la couverture séparément, comme illustré dans la figure 9.9.

- (a) Modèle 17CMP avec 3×3 fibres dans le noyau et deux fibres de chaque côté pour la couverture.
- (b) Modèle 32CMP avec 4×4 fibres dans le noyau et quatre fibres de chaque côté pour la couverture.
- (c) Modèle 96CMP avec 8×8 fibres dans le noyau et huit fibres de chaque côté pour la couverture, où CMP signifie pour "concrete midpoint integration".

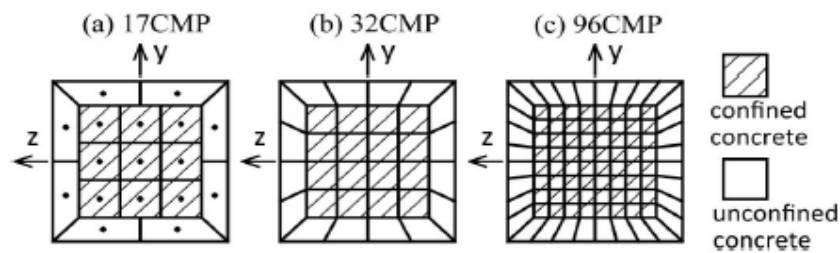


Figure IX. 9: La discrétisation de la section en fibre (Svetlana et al. 2012).

La discrétisation plus fine est également nécessaire pour une estimation plus précise de la rigidité initiale de l'élément, qui joue un rôle important dans les études de réponse dynamique. (Svetlana et al. 2012)

IX.7. Définition de l'analyse statique non linéaire (PUSH OVER)

La méthode statique non linéaire par poussée progressive (Pushover) est une solution intermédiaire partielle et relativement simple d'un problème complexe de la prédiction des exigences de forces et de déformations imposées à la structure et à leurs éléments par un mouvement sévère du sol, le terme important est statique et analyse. Statique implique qu'une méthode statique est utilisée pour représenter un phénomène dynamique, une représentation qui peut être adéquate dans de nombreux cas, mais qui est parfois vouée à l'échec. L'analyse implique qu'une solution du système a déjà été créée et que le Pushover est utilisé pour évaluer la solution et la modifier au besoin.

L'analyse statique non linéaire (Pushover) destiné pour l'évaluation des performances sismiques des structures existantes et nouveaux vis-à-vis du séisme est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degree of freedom). (Voir figure 9.10), et cette dernière fondamentalement contrôlée par un seul

mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme. (Chopra and Goel 2002 ; Krawinkler et al. 1998).

La méthode d'analyse statique non linéaire Pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse Pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continue jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.

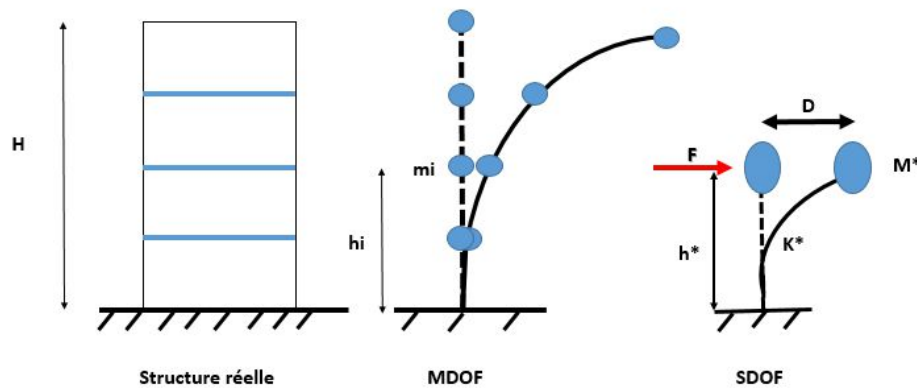


Figure IX. 10: La transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

IX.7.1. But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse Pushover est d'évaluer la performance espérée d'une structure, en estimant ses demandes en résistances et en déformations lors d'un séisme. Cette analyse est basée sur l'évaluation des paramètres de performances les plus importants (déplacements entre les niveaux, déformations inélastiques dans les éléments structuraux, les déformations entre les éléments, les forces dans les éléments et les assemblages).

Cependant, la Pushover peut être considérée comme une méthode de prédiction des demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient compte de la redistribution des forces internes, lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être estimées ou résistées par le comportement linéaire. L'analyse statique non

linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse, qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire (analyse modale) (BSSC 1997) ; à savoir :

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles (demandes en forces axiales pour les poteaux, demandes en moments pour les poteaux -poutres, demandes en cisaillements dans les poutres rigides. . .)
- Estimation des demandes en déformations.
- La conséquence de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être trop élevées.
- Identification des discontinuités de résistances en plan ou en élévation dues aux modifications caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ .

IX.7.2. Limitation de la méthode

La méthode statique non linéaire présente plusieurs limitations (Krawinkler et al. 1998) :

- Elle est approximative en nature et basée sur le chargement statique.
- Cette analyse ne prend en compte les effets des modes supérieurs. En outre, la réponse est contrôlée par le mode fondamental qui reste constant pendant tout l'historique de la réponse, bien que cette hypothèse soit incorrecte.

IX.7.3. Paramètres de l'analyse Pushover

Afin de réaliser une analyse statique non linéaire, il est nécessaire de connaître ce que signifient certains paramètres.

IX.7.3.1. La distribution de la force latérale

Pour évaluer la performance, la forme de la force latérale doit être un paramètre à prendre en considération, car elle a pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme, du fait qu'un modèle seul de la force n'est capable de capturer les variations dans les demandes locales espérées dans une conception para-sismique (Moghaddam et al. 2006). FEMA 356 décrit la force latérale comme suit :

- **Distribution du mode fondamental**

$$S_j = m_j \Phi_j \quad (9.10)$$

Où m_j est la masse et Φ_j la valeur du mode propre à l'étage j ;

- **Force latérale équivalente (Distribution verticale des forces sismiques)**

Avec :

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (9.11)$$

$$K = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \geq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 2.5 \end{cases} \quad (9.12)$$

C_{vx} : La force latérale.

W_i : fraction du poids total de la structure assignée au niveau "i".

W_x : fraction du poids total de la structure assignée au niveau "x".

h_i : hauteur de la base jusqu'au niveau "i".

h_x : hauteur de la base jusqu'au niveau "x".

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T.

La figure 9.11 représente un schéma explicatif des différents paramètres de la force latérale équivalente.

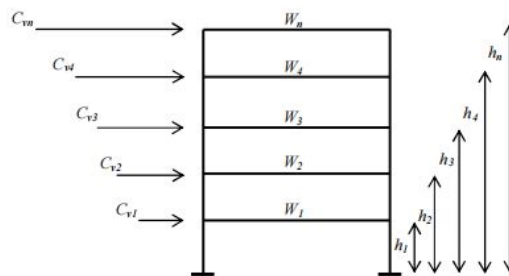


Figure IX. 11: Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 356.

- **Distribution uniforme**

Dans cette forme de distribution, la force est égale à la masse du niveau considéré.

$$C_{vx} = m_{mx} \quad (9.13)$$

- **Distribution par la superposition quadratique (SRSS)**

La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire.

IX.7.3.2. Concept de la rotule plastique

La rotule plastique est une extension du concept ductile dans les structures qui résistent à la force sismique, l'énergie est dissipée par la déformation plastique des zones spécifiques à l'extrémité de l'élément sans la rupture du reste de la structure.

La zone non élastique à l'état ultime, peut être remplacée par un rectangle équivalent avec la même surface pour la distribution effective de la flexion non élastique. Le rectangle équivalent est $(\phi_y - \phi_u)$ de hauteur et de largeur L_p où ϕ_y est la valeur de la courbure à la limite élastique, et ϕ_u est la valeur de la courbure ultime, L_p est égale à la longueur de la rotule plastique quand la courbure plastique est considérée constante. La rotation de la rotule plastique à la section critique peut s'écrire comme suit

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \tag{9.14}$$

• **Longueur de la rotule plastique**

La détermination de la longueur de la rotule plastique prend en considérations plusieurs facteurs, parmi eux la valeur de chargement appliquée et les caractéristiques mécaniques de béton et des armatures longitudinales et transversales.

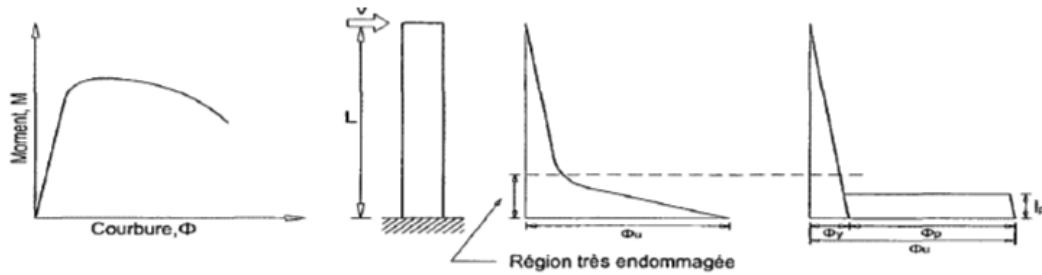


Figure IX. 12: Définition de la longueur de la rotule plastique (Park et Paulay, 1975).

Plusieurs expressions ont été proposées pour déterminer la longueur d'articulation plastique équivalente des poutres et des poteaux (L_p) ; certaines de ces expressions sont résumées comme suit :

Corley 1966:

$$L_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \left(\frac{z}{d} \right) \tag{9.15}$$

Mattock 1967:

$$L_p = 0.5d + 0.05z \tag{2.16}$$

Priestley and Park 1987:

$$L_p = 0.08z + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \quad (9.17)$$

Panagiotakos and Fardis 2001 :

$$L_p = 0.08z + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \quad (9.18)$$

FEMA 356 :

$$L_p = 0.5 \times d \quad (9.19)$$

d : La hauteur de section

Dans le cadre de ce mémoire, on adopte la longueur de la rotule plastique en utilisant l'équation qui est proposée par FEMA 356. Elle est moins précise, mais plus simple.

IX.7.3.3. Le déplacement cible

Le déplacement cible décrit dans la méthode de spectre de déplacement (FEMA 356 et FEMA 440) est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure qui est donc relié au déplacement d'un système à un seul DDL équivalent. Ce déplacement permet de relier les résultats de l'analyse Pushover « offre de déformation » à « la demande de déformation ».

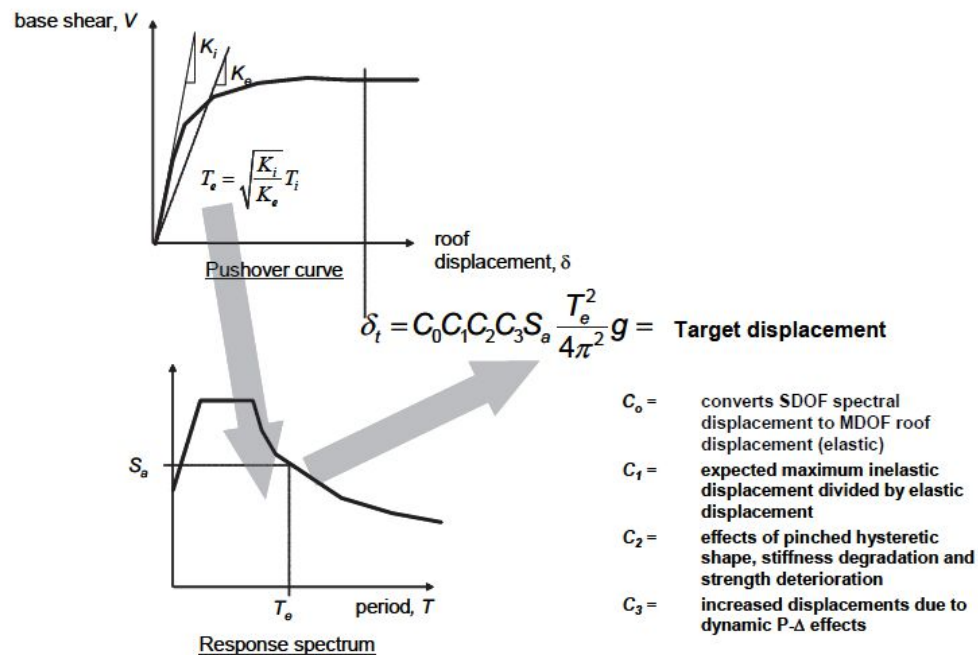


Figure IX. 13: Schéma illustrant le processus par lequel la méthode du coefficient de modification du déplacement utilisée pour estimer le déplacement cible (FEMA 356).

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 356) :

$$\delta_t = C_1 C_2 C_3 S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi\pi} \cdot g \quad (9.16)$$

Où, T_e est la période fondamentale effective en (s) du bâtiment dans la direction étudiée, S_a est l'accélération du spectre de réponse en (m/s^2) et g l'accélération de la pesanteur. Les facteurs correctifs C_0 , C_1 , C_2 et C_3 sont définis comme suit :

Le facteur C_0 est le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit. Les valeurs de C_0 données dans le tableau 9.1.

Tableau IX. 1: Valeurs du facteur de modification C_0 .

Nombre d'étages	Facteur de modification ¹
1	1,0
2	1,2
3	1,3
5	1,4
+10	1,5

Le facteur C_1 , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire :

$$\begin{cases} C1 = 1 & \text{Pour } T_e \geq T_s \\ C1 = \frac{1 + R - 1 \frac{T_s}{T_e}}{R} & \text{Poue } T_e < T_s \end{cases} \quad (9.17)$$

T_s : Période caractéristique du spectre de réponse, définie comme la période associée à la transition du segment d'accélération constante du spectre au segment de vitesse constante du spectre.

R : Rapport entre la demande de résistance élastique et le coefficient de résistance calculé.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (9.18)$$

Où, W est la charge permanente totale et la charge d'exploitation prévue. V_y est déterminée en utilisant l'analyse Pushover, où la courbe de capacité Pushover est définie par une relation bilinéaire (voir figure 9.14).

S_a : Accélération du spectre de réponse, à la période fondamentale effective et l'amortissement du bâtiment dans la direction considérée, g .

g : accélération gravitaire (m/s^2).

C_m : Facteur de masse effective (tableau 9.2).

Tableau IX. 2: Valeurs du facteur de modification C_m

Nombre d'étages	Portique en BA	Voile en BA
1-2	1.0	1.0
3+	0.9	0.8

C_m doit être prise égal à 1, si la période fondamentale > 1.0 s

C_2 est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme hystérétique pincée, de la dégradation de la rigidité et de la détérioration de la résistance sur la réponse de déplacement maximale.

Tableau IX. 3: Valeurs du facteur de modification C_2 .

Niveau de performance des structures	T=0,1 seconde		T \geq T ₀ seconde	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1,0	1,0	1,0	1,0
Limite de service (LS)	1,3	1,0	1,1	1,0
Prévention de ruine	1,5	1,0	1,2	1,0

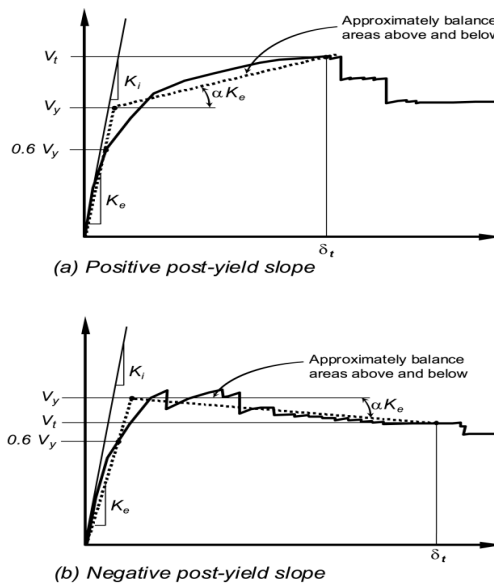


Figure IX. 14: Courbe de capacité force-déplacement idéalisée (bi-linéaire).

Le facteur C_3 , est le facteur de modification pour représenter les effets de P-Δ croissants (FEMA 356 ; FEMA 440) :

- Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification (voir figure 2.14), $C_3 = 1$.
- Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification, C_3 est calculé en utilisant

L'équation suivante (FEMA 356) :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R + 1)^{3/2}}{T_e} \quad (9.19)$$

Où, α est le rapport entre la rigidité après la plastification et la rigidité élastique effective.

Les valeurs de C_3 ne doivent pas dépasser ce qui suit (FEMA 356) :

$$\begin{cases} C_s = 1 & \text{pour } \theta_m \leq 0.1 \\ C_s = 1 + 5(\theta_m - 0.1) & \text{pour } \theta_m \geq 0.1 \end{cases} \quad (9.20)$$

Où θ_m la valeur maximale de θ_i pour tous les étage, où θ_i est donnée par :

$$\theta_i = \frac{P_i d_i}{V_i h_i} \quad (9.21)$$

Où P_i est la partie du poids total de la structure au niveau de l'étage i , V_i est l'effort tranchant latéral total dans la direction étudiée à l'étage i en raison du séisme en supposant que la structure reste élastique.

h_i est la hauteur de l'étage " i ", et d_i est le dérivé latéral dans l'étage " i ", dans la direction étudiée, à son centre de rigidité, en utilisant les mêmes unités que pour mesurer h_i .

La période fondamentale effective du bâtiment T_e dans la direction étudiée est calculée en utilisant la courbe Pushover.

La relation non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective K_e du bâtiment dans la direction étudiée, et l'effort tranchant à la plastification V_y . La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort tranchant à la base égale à 60% de la résistance plastique (limite d'élasticité), comme illustré dans la figure 9.14.

La période fondamentale effective T_e est calculée comme suite :

$$T_e = T_i \frac{\sqrt{K_i}}{K_e} \quad (9.22)$$

Où, T_i la période fondamentale élastique dans la direction étudiée calculée par l'analyse dynamique élastique, et K_i représente la rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction considérée.

IX.7.3.4. Courbes de capacité

La réponse des structures est traduite par des courbes de capacité obtenues à l'aide de la

technique de poussées progressives (Pushover) (voir figure 9.15).

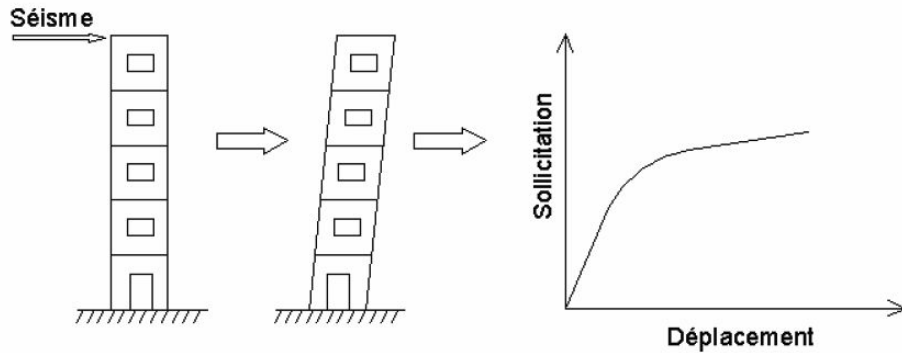


Figure IX. 15: La représentation physique des courbes de capacité.

Les courbes de capacité expriment la relation entre le déplacement latéral total au sommet d'une structure, à titre d'exemple, et la force sismique latérale appliquée dont la résultante correspond à l'effort tranchant à la base (voir figure 9.16). Cette courbe définit donc la performance de la structure jusqu'à la rupture. Elle est obtenue à l'aide de modèles mathématiques des caractéristiques géométriques et mécaniques d'une structure, d'une part, et par une analyse statique non linéaire en appliquant une force latérale incrémentale jusqu'à atteindre un certain état limite, d'autre part (Hazus 2004 ; ATC-40 1996 ; Kircher et al. 1997).

Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (voir figure 9.16).

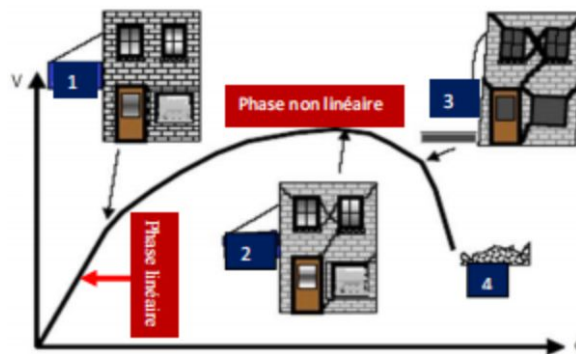


Figure IX. 16: Courbe de capacité.

La courbe de la figure 9.16 peut être décomposée en quatre parties (états d'endommagement)

- La partie (1) représente le comportement élastique de la structure.

- La partie (2) représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.
- La partie (3) représente l'endommagement avancé de la structure.
- Enfin, la partie (4) représente l'effondrement de la structure.

IX.9.3.5. Niveaux de performance

Les guides FEMA 356 ainsi que l'ATC-40 définissent 5 niveaux de performance (voir figure 9.17), à savoir :

Le niveau IO (Immediate Occupancy) :

Le bâtiment reste stable et habitable ; les réparations sont mineures.

Le niveau LS (Life Safety) :

La structure est toujours stable avec des dommages permanents localisés et non structuraux.

Le niveau CP (Collapse Prevention) :

La stabilité de la structure est mise en cause avec des dommages coûteux pour la réparation.

Etat de ruine :

La structure est très endommagée et ne peut supporter une autre action sismique, la résistance résiduelle permet uniquement à supporter les charges gravitaires. La majorité des éléments non structuraux sont en ruine.

Endommagement sévère :

La structure a subi un endommagement significatif, sa résistance se trouve réduite, des déformations permanentes y existent et sa réparation est coûteuse.

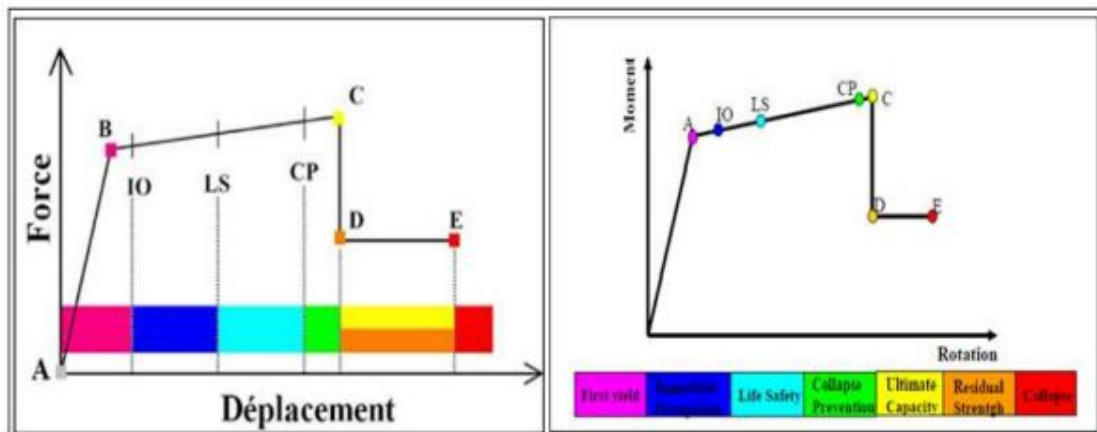


Figure IX. 17: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA 356.

Les trois critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation définissent les niveaux de performance des rotules plastiques.

IX.10. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les diverses facettes se rapportant au comportement non linéaire des structures. A cet effet ce comportement peut être analysé à travers la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive (PUSHOVER) qui se présente comme une solution relativement simple d'un problème complexe de la prédiction des exigences de force et de déformation imposées à la structure et à leurs éléments par une sollicitation sismique.

Cette méthode permet de traduire le comportement des structures analysées à résister au séisme, par une courbe de capacité qui représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de cette dernière et dont 4 états de dommages sont définis.

Plusieurs modèles analytiques développés par d'imminents chercheurs ont été aussi investigués dans ce chapitre afin d'approcher le plus possible du comportement réel des éléments de structure.

CHAPITRE X :

Analyse capacitaire de la structure métallique et mixte

X.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons mettre en application le concept de l'analyse capacitaire précédemment décrit, afin d'analyser les deux structures (métallique et mixte) dans le but de déterminer leurs performances sismiques à partir de l'étude capacitaire.

Pour cela, nous allons utiliser la méthodologie statique non linéaire (Pushover) décrite précédemment.

X.2. Etape de l'analyse capacitaire

Dans le présent travail, les étapes de l'analyse capacitaire se déclinent comme suit :

- ✓ Définition du comportement non linéaire des matériaux (lois de comportement béton et acier)
- ✓ Définition du comportement non linéaire des éléments résistants (rotules plastiques)
- ✓ Définition des rotules plastique
- ✓ La structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes. Ces charges permanentes et des charges d'exploitations, ils sont données par : $G + Q$.
- ✓ Elle subit un autre chargement latéral avec distribution de mode fondamental qui représente les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.
- ✓ On détermine un déplacement cible, choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.
- ✓ En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement latéral et des déplacements résultants.
- ✓ Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ_s).
- ✓ Extraire les niveaux de performance des rotules plastiques
- ✓ Idéalisations de la courbe de capacité (Forme bilinéaire).
- ✓ Calcul du déplacement cible par la méthode du coefficient de modification du déplacement (FEMA 356 ; 440)
- ✓ Vérification du déplacement de la structure avec le déplacement cible

X.3. Définition de comportement non linéaire des matériaux

X.3.1. Béton

Dans ce chapitre, la loi de comportement du béton utilisée (C25/30) est celle de Mander (béton en compression et en traction) pour un béton non confiné (voir figure 10.1 et 10.2). Car il est utilisée pour une structure mixte (utilisation d'un poteau mixte dont la résistance du béton à 28 jours est égale à $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$).

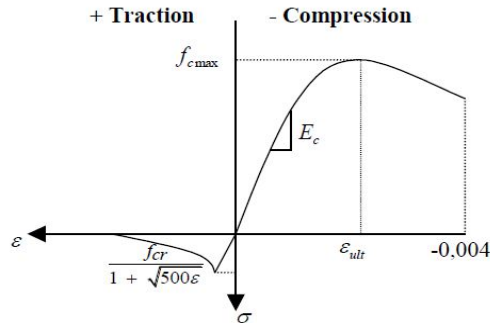


Figure X. 1: Loi de comportement du béton en compression et en traction.

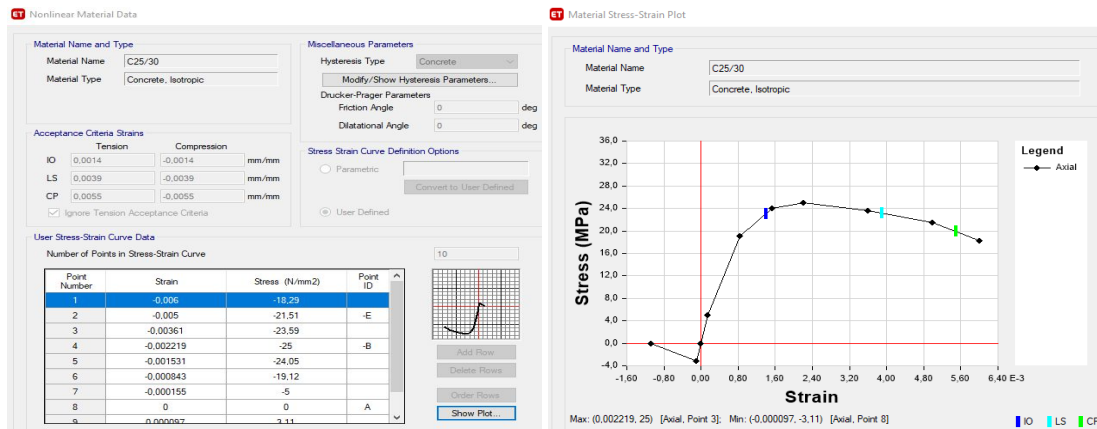


Figure X. 2: Loi de comportement du béton utilisée.

X.3.2. Acier (armatures)

La loi de comportement de l'acier utilisée pour les armatures est celle décrite par les règles BAEL 91/99 pour $f_e = 400 \text{ MPa}$ (voir figure 10.3).

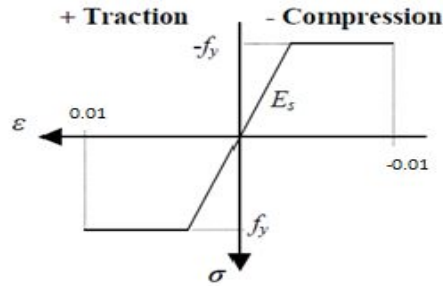


Figure X. 3: Loi de comportement de l'acier d'armature.

La loi de comportement utilisé pour les armatures en Fe400 est décrite dans la figure 10.4 :

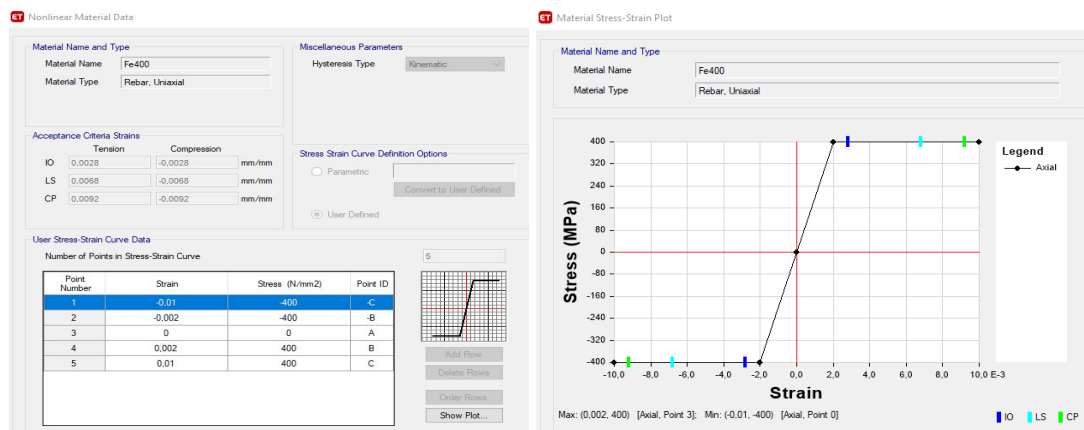


Figure X. 4: Loi de comportement de l'acier d'armature.

X.3.3. Acier (profilé)

La loi de comportement de l'acier utilisée pour les profilés métalliques (**HEB450 et/ou HEAB280**) est basée sur le comportement de durcissement cinématique couramment observé dans les métaux et constitue le modèle d'hystérésis par défaut pour tous les matériaux métalliques du programme. Ce modèle « **Kinematic Hysteresis Model** » dissipe une quantité d'énergie importante et convient aux matériaux ductiles.

Selon les règles de l'écroûissage cinématique, la déformation plastique dans une direction « entraîne » avec elle la courbe dans l'autre direction. Les paires de points correspondantes sont liées. Lors du déchargement et du chargement inverse, la courbe suit un chemin constitué de segments parallèles et de même longueur que les segments précédemment chargés et leurs homologues de sens opposé jusqu'à ce qu'elle rejoigne la courbe de base lors d'un chargement dans le sens opposé. Ce comportement est représenté sur la figure (10.5) pour des cycles de déformation croissante.

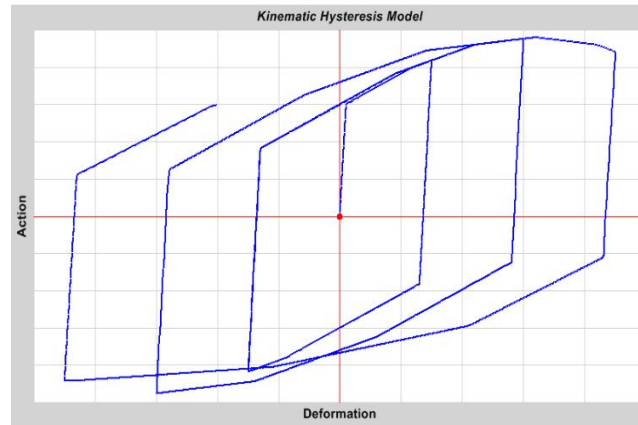


Figure X. 5: Loi de comportement de l'acier de profilé.

La loi de comportement utilisé pour les profilés métalliques (S235) est décrite dans la figure 10.6 :

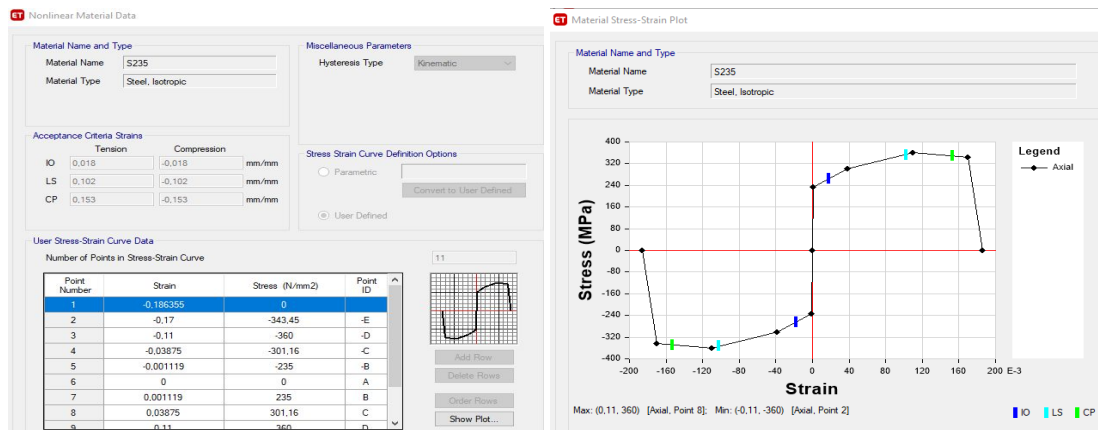


Figure X. 6: Loi de comportement de l'acier de profilé utilisée.

X.3.4. Rotules plastiques et Critères d'acceptation

Fondamentalement, une rotule représente la relation force-déplacement localisée d'un élément à travers ses phases élastiques et inélastiques sous des charges sismiques. Une rotule représente la relation moment-rotation d'un élément de structure (Voir figure 10.7 et 10.8) (Leslie 2013). AB représente la plage élastique linéaire de l'état non chargé A au point élastique effectif B, suivie d'une réponse inélastique mais linéaire de rigidité réduite (ductile) de B à C. CD montre une réduction soudaine de la résistance, suivie d'une résistance réduite de D à E, et enfin une perte totale de résistance de E à F. Ces rotules ont des états de performance non linéaires définis comme « Occupation immédiate » (IO), « Sécurité des personnes ou limite de service » (LS) et « Prévention de ruine » (CP) dans sa

plage ductile. Cela se fait généralement en divisant B-C en quatre parties et en désignant IO, LS et CP. Il existe différents critères pour diviser le segment BC.

Dans notre cas, nous avons suivi les spécifications données par (Inel & Ozmen, 2006). Donc, à 10 %, 60 % et 90 % du segment BC pour IO, LS et CP, respectivement.

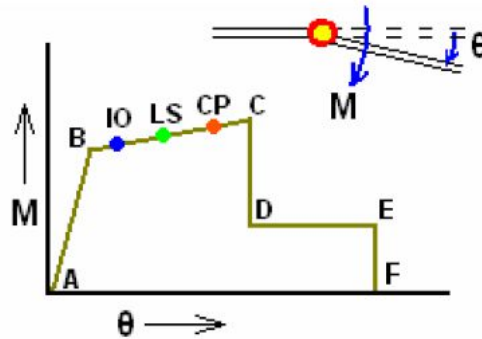


Figure X. 7: Critères d'acceptation typiques IO, LS et CP d'une rotule.

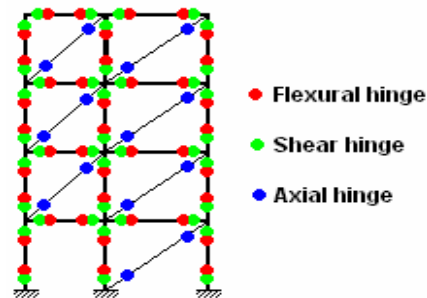


Figure X. 8: Positions typiques des rotules dans un modèle de structure.

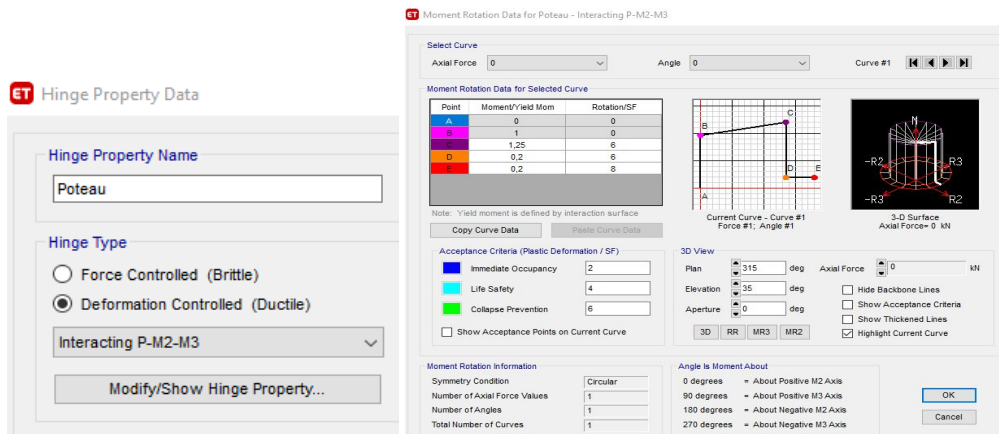
X.4. Définition de comportement non linéaire des éléments résistant (poteau, poutre et contreventement)

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques « Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

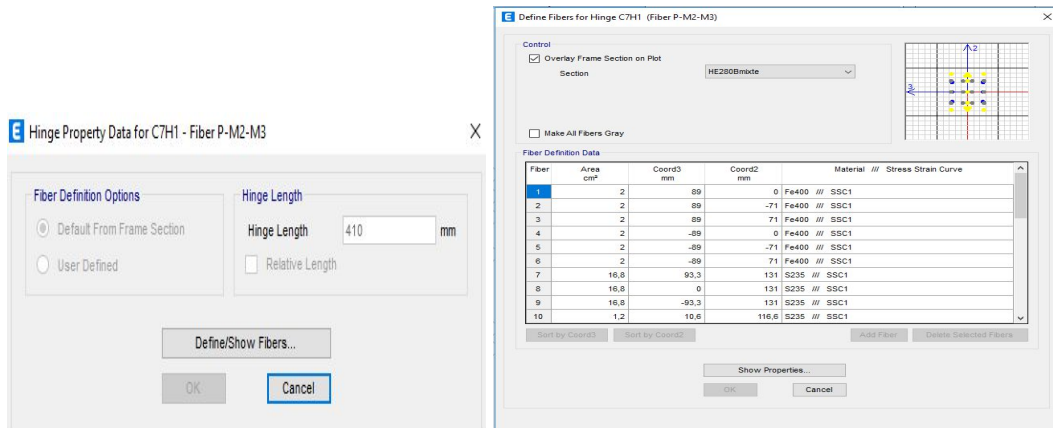
Des rotules de type moment (M_2 et M_3), cisaillement (V_2 et V_3), effort normal (P), Torsion (T), peuvent être définies le long des éléments résistants (voir figure 11.3.4.2). , par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment ($P M_2 M_3$).

Pour nos modèles de calcul, nous allons introduire dans les poteaux (**poteau métallique et mixte**), les poutres et les diagonales (**contreventement en X**) des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par le logiciel comme suit (Voir la figure 10.9 et la figure 10.10).

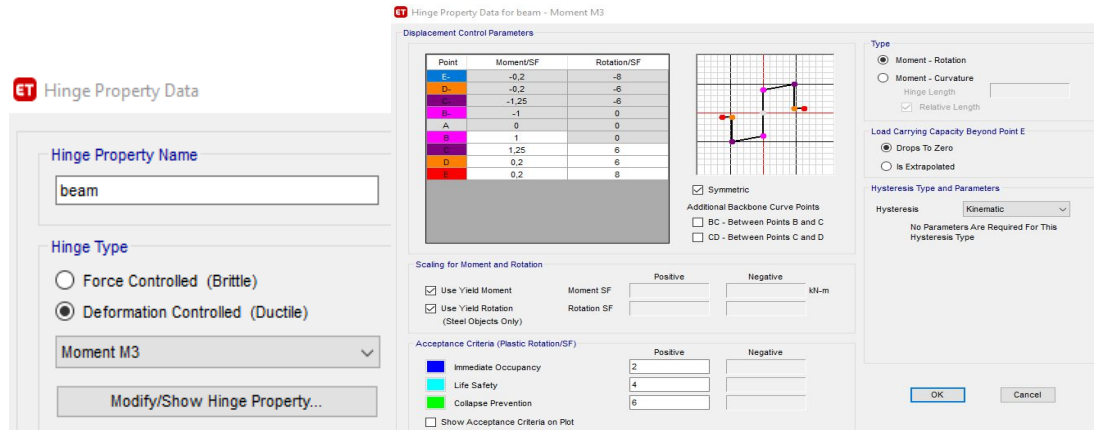
- Poteaux métalliques : (Interacting P-M2-M3).
- Poteaux mixte : Section fibre (Fiber P-M2-M3).
- Poutres : Rotules de flexion (Moment M3).
- Diagonal : Traction-compression (Axial P).



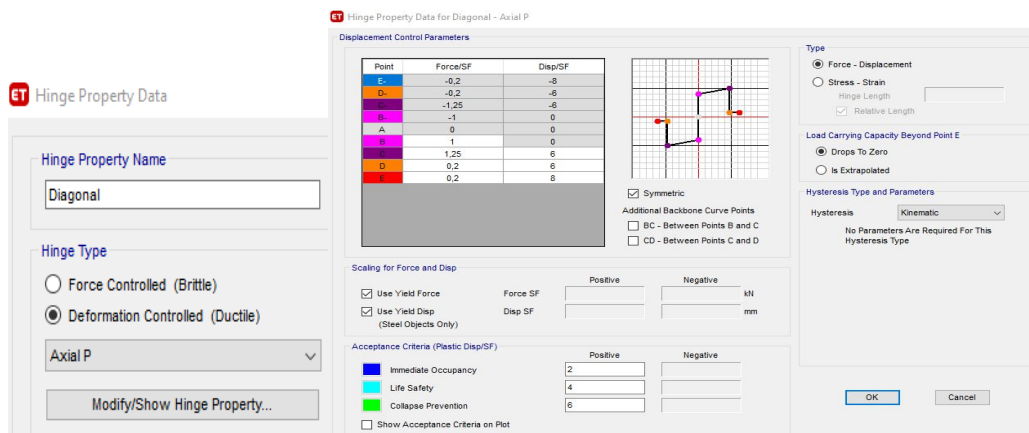
(a) Poteau métallique



(b) Poteau mixte



(c) Poutre métallique



(d) Diagonale (Contreventement en X)

Figure X. 9: Définition des rotules plastiques dans ETABS (Poteau métallique et mixte, poutre et diagonale).

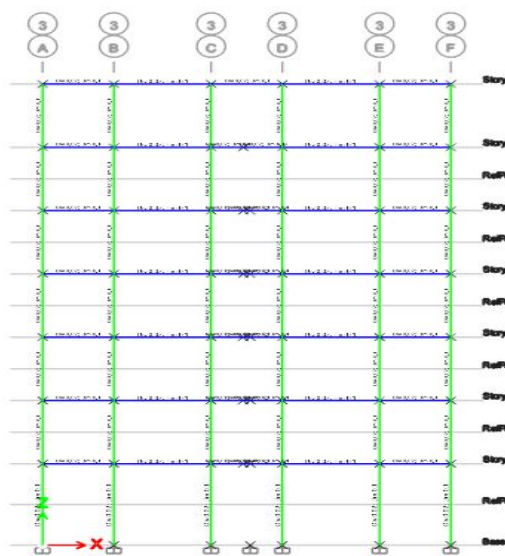


Figure X. 10: Les rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation.

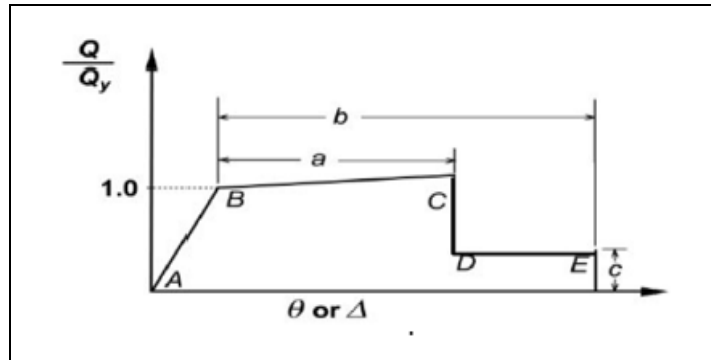


Figure X. 11: Courbe Force-déplacement d'une rotule utilisée par le logiciel ETABS.

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début de la phase de dégradation de la section "chute de résistance". (Segment C-D).

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (Point E) correspondant à la ruine de la section.

Les valeurs des points (a, b et c) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d'élément, dimensions, ferrailage), elles sont déterminées par le logiciel en se référant aux tableaux présentés dans le règlement américain FEMA 356-440.

X.5. Définition de chargement de l'analyse Push-Over

L'analyse Pushover consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode Déplacement contrôlé). Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

Le programme permet aussi qu'une analyse sous un chargement B soit menée en tenant compte des résultats finaux d'une analyse sous un chargement A définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse pushover sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l'analyse sous charges gravitaires. (Voir figures 10.12, 10.13 et 10.14).

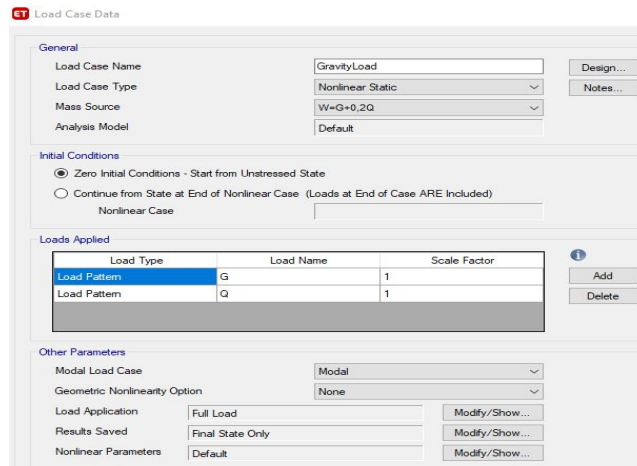


Figure X. 12: Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Push-over.

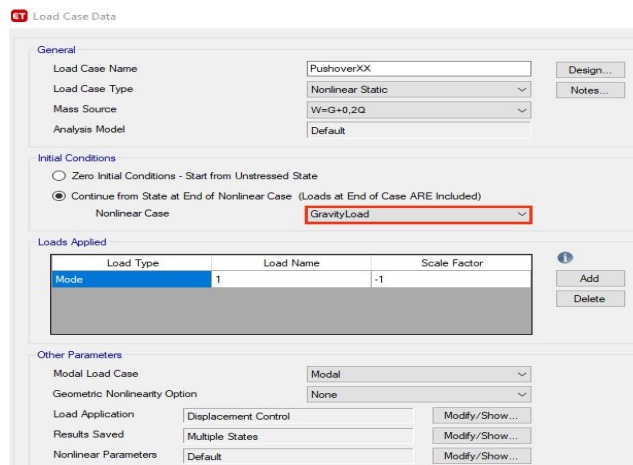


Figure X. 13: Définition du chargement Pushover latérale (sens-X).

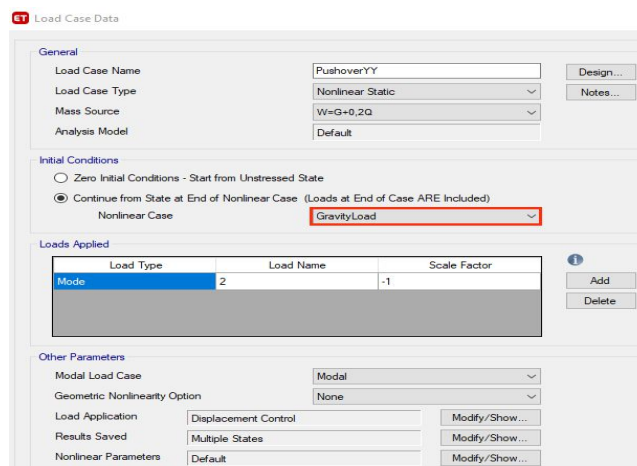


Figure X. 14: Définition du chargement Pushover latérale (sens-Y).

X.6. Résultantes de l'analyse capacitaire

X.6.1. La courbe de capacité

Les courbes de capacité représentent la variation de l'effort tranchant à la base en (KN) en fonction du déplacement au sommet en (mm) pour les directions (X-X) et (Y-Y).

La courbe de capacité obtenue lors de l'analyse Push-Over dans la direction (X-X), sont données respectivement pour la structure métallique figure 10.15-(a) et pour la structure mixte dans la figure 10.15-(b).

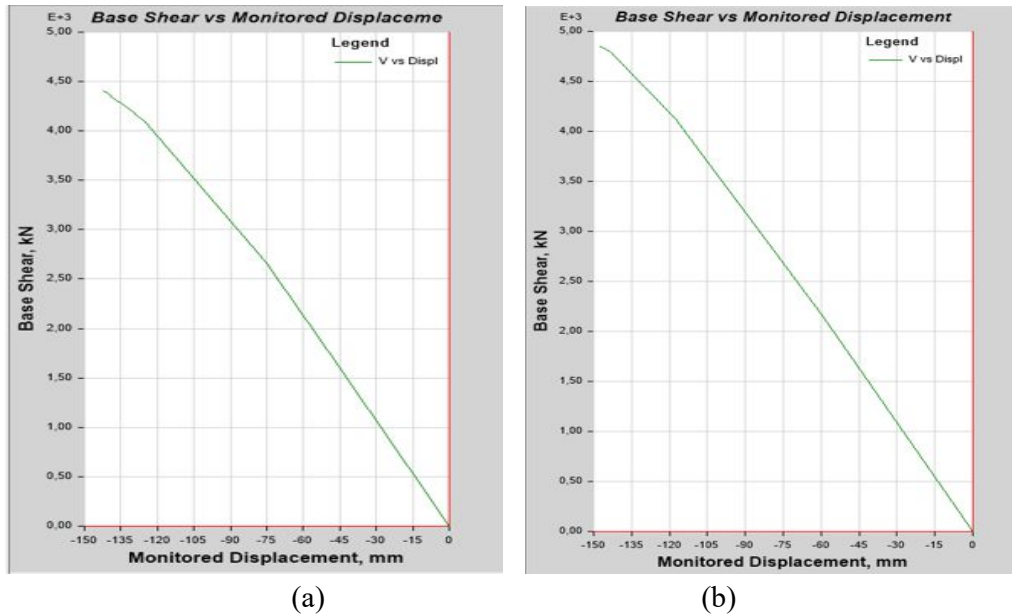


Figure X. 15: Courbes de capacité selon la direction (X-X) pour (a) la Structure métallique, (b) la Structure mixte.

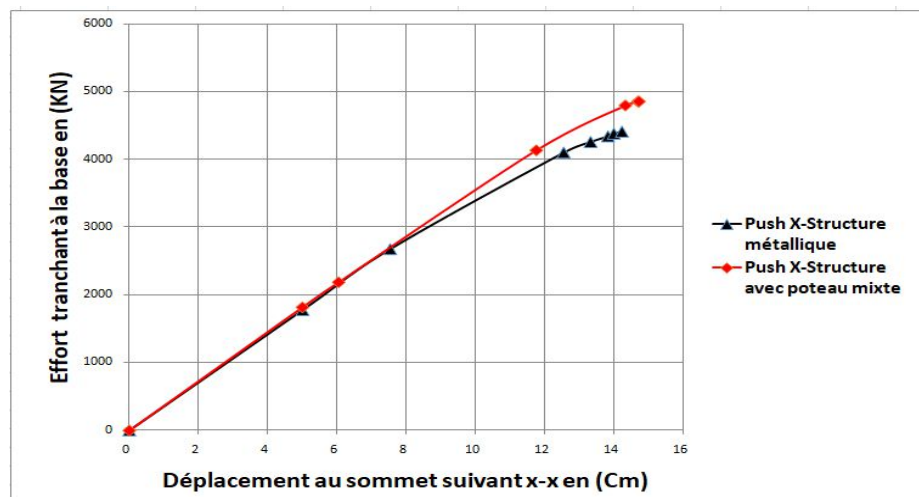


Figure X. 16: Courbe de capacité selon la direction X-X pour les des deux structures (Métallique et mixte)

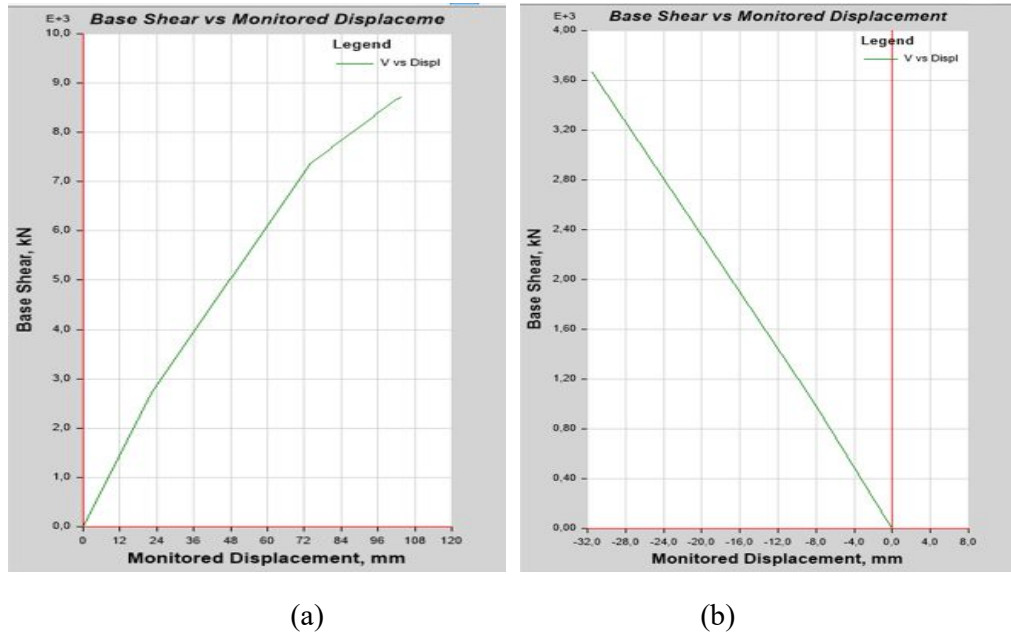


Figure X. 17: Courbes de capacité selon la direction (Y-Y) pour (a) la Structure métallique, (b) la Structure mixte.

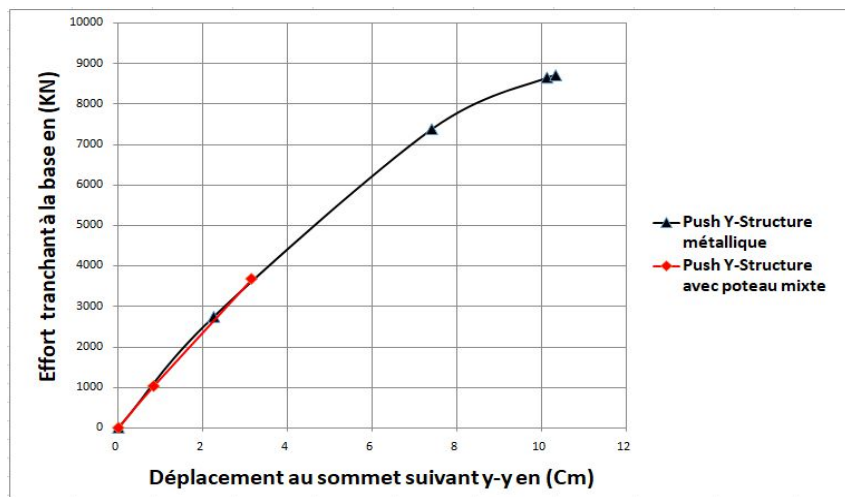


Figure X. 18: Courbe de capacité selon la direction Y-Y pour les des deux structures (Métallique et mixte)

Commentaire :

- Nous avons comparé la performance des deux structures (métalliques et mixte) à travers la courbe de capacité selon la direction (X-X), (Voir la figure 10.16) en constate que :

- La structure métallique atteint un déplacement max 14.22 cm qui correspond à un effort tranchant à la base de 4405.53 KN alors que pour le

même déplacement la structure mixte atteint un effort tranchant à la base de 4761.695 KN plus important.

- Nous avons comparé la performance des deux structures (métalliques et mixte) à travers la courbe de capacité selon la direction (Y-Y), (Voir la figure 10.18) en constate que :
 - La structure mixte atteint un déplacement max 3.15 cm qui correspond à un effort tranchant à la base de 3670.03 KN alors que pour le même déplacement la structure métallique atteint un effort tranchant à la base de 3552.82 KN moins important.

Les tableaux (10.1 et 10.2) ci-dessous pour la structure métallique présentent la dernière étape de l'analyse Push-Over, précisant le développement des rotules plastiques aux niveaux des éléments de la structure en fonction des niveaux de performance retenus.

Tableau X. 1: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure métallique suivant le sens X-X.

Monitor ed Displ. (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	total
142.244	4405.5308	899	37	2	0	0	927	0	0	11	938

Tableau X. 2: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure métallique suivant le sens Y-Y.

Monitor ed Displ. (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	total
103.329	8707.7497	836	102	0	0	0	921	8	0	9	938

Commentaires

- Pour la direction (X-X), la structure métallique atteint un déplacement maximal au sommet de 142.24mm qui correspond à un effort tranchant à la base de 4405,53 KN.
- Pour la direction (Y-Y), la structure métallique supporte une force latérale à la base 8707.75 KN qui engendre un déplacement max au sommet de 103,33 mm.

- Dans le sens (Y-Y) la structure présente une capacité plus importante que celle dans la direction (X-X).

Les tableaux (10.3 et 10.4) pour la structure mixte, présentent la dernière étape de l'analyse Push-Over, précisant le développement des rotules plastiques aux niveaux des éléments de la structure en fonction des niveaux de performance retenus.

Tableau X. 3: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure mixte suivant le sens x-x.

Monitor ed Displ. (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	total
147.206	4874.776	906	31	0	0	1	930	7	1	0	938

Tableau X. 4: L'effort tranchant en fonction du déplacement pour la structure mixte suivant le sens y-y.

Monitor ed Displ. (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	total
31.538	3670.033	920	18	0	0	0	938	0	0	0	938

Commentaires

- Pour la direction (X-X), la structure mixte atteint un déplacement maximal au sommet de 147.21mm qui correspond à un effort tranchant à la base de 4847.78 KN.
- Pour la direction (Y-Y), la structure métallique supporte une force latérale à la base 3670,03 KN qui engendrent un déplacement max au sommet de 31.54 mm.
- Dans le sens (X-X) la structure mixte présente une capacité plus importante que celle dans la direction (Y-Y).

➤ Développement des rotules plastiques suivant la direction (X-X) :

Il existe deux rotules plastiques de niveau de performance CP qui se sont développées respectivement dans les poteaux d'extrémité HEB450 de la structure métallique (voir la figure 10.19 (a)) et dans les poteaux mixtes d'extrémité en HEB280 de la structure mixte (voir la figure 10.19 (b)).

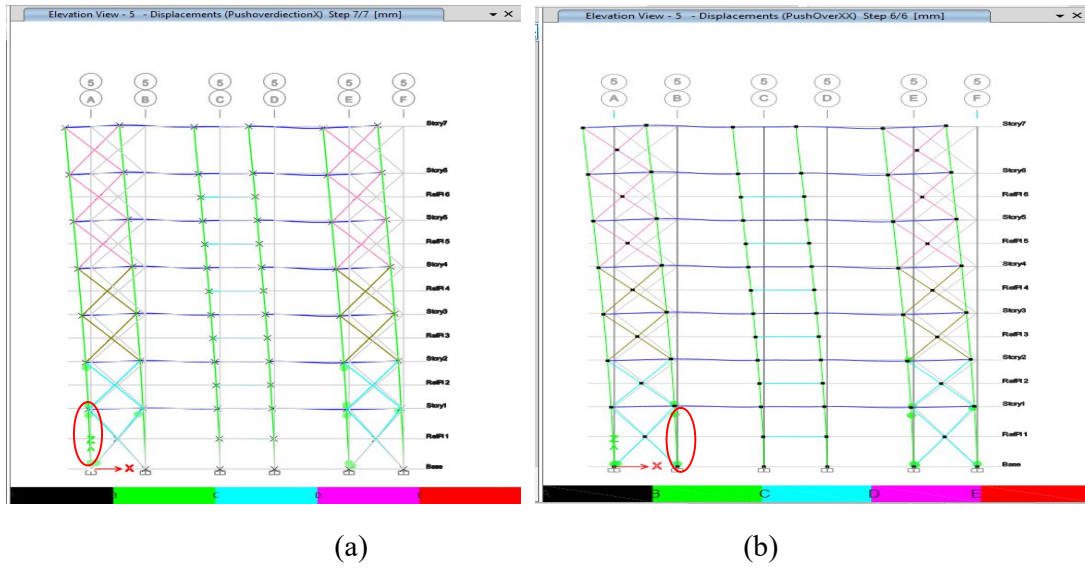


Figure X. 19: Positions des rotules plastiques dans la file 5 selon la direction (X-X) pour (a) : La structure métallique, (b) : La structure mixte.

La figure (10.20-(a)) représente l'évolution de la rotule plastique au niveau du nœud de base du poteau le plus sollicité au RDC dans la structure métallique pour le poteau en HEB450 et la figure (10.20-(b)) représente l'évolution de la rotule plastique au niveau du nœud de base du poteau le plus sollicité au RDC dans la structure mixte pour le poteau mixte réalisé en HEB280.

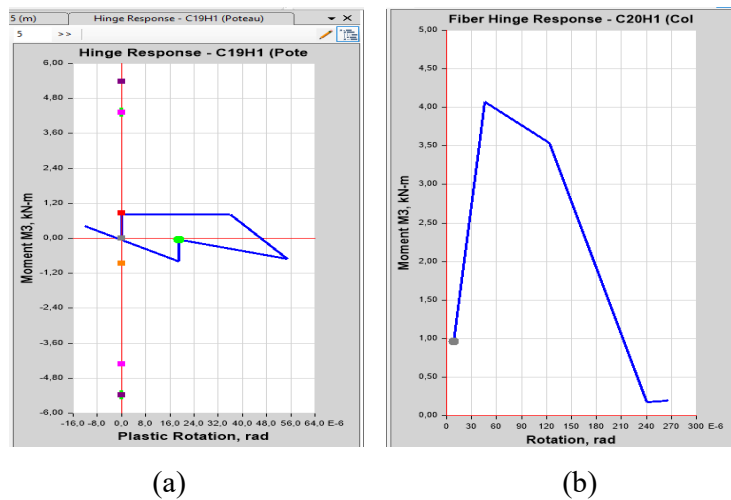


Figure X. 20: L'évolution de la rotule plastique CP selon la direction (X-X) pour (a) : Le Poteau en HEB450 de la structure métallique, (b) : Le poteau en HEB280 de la structure mixte.

➤ Développement des rotules plastiques suivant la direction (Y-Y) :

Il existe deux rotules plastiques de niveau de performance CP qui se sont développées respectivement dans les poteaux d'extrémité HEB450 de la structure métallique (voir la figure 10.21 (a)). Alors que dans les poteaux mixtes d'extrémité en HEB280 de la structure mixte (voir la figure 10.21 (b)) pas de plastification c'est les diagonales qui se sont plastifié.

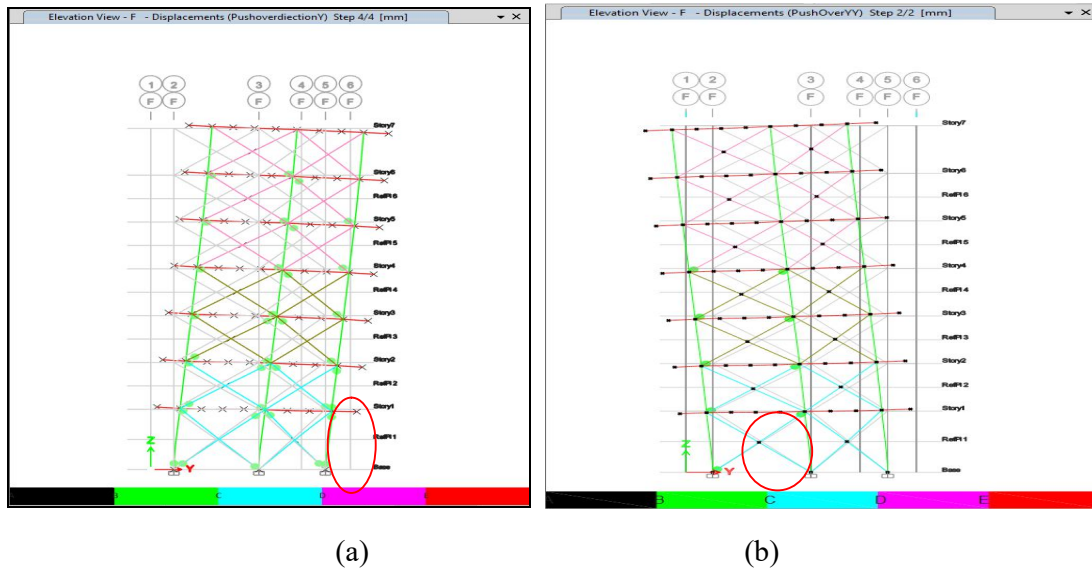


Figure X. 21: Positions des rotules plastiques dans la file A selon la direction (Y-Y) pour (a) : La structure métallique, (b) : La structure mixte.

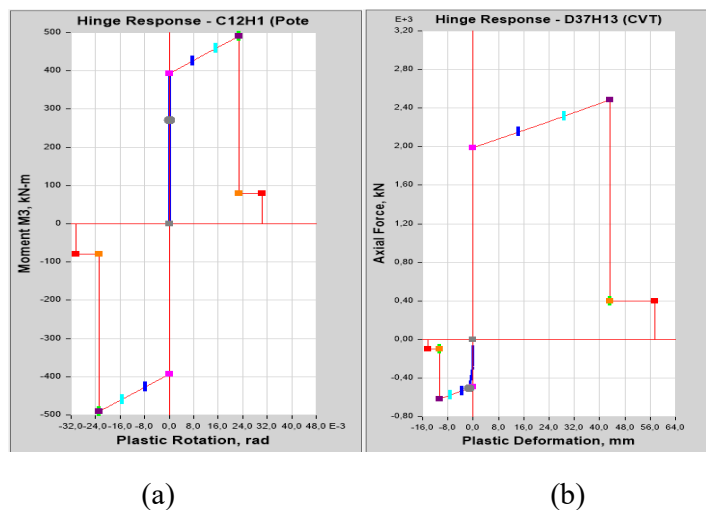


Figure X. 22: L'évolution de la rotule plastique CP selon la direction (Y-Y) pour (a) : Le Poteau en HEB450 de la structure métallique, (b) : Le contreventement en 2UPN 240/10 de la structure mixte.

X.6.2. Interprétation des résultats

- En termes d'effort tranchant la structure métallique (avec poteau en HEB450) dans le sens (Y-Y) supporte une force de 8707.75 KN qui est plus grande par rapport à la direction (X-X).
- En termes d'effort tranchant la structure mixte (avec poteau mixte en HEB280) dans le sens (X-X) supporte une force de 4847.78 KN qui est plus grande par rapport à la direction (Y-Y).
- La structure métallique est plus résistante dans le sens (Y-Y), car elle a une grande capacité par rapport au sens (X-X) contrairement à la structure mixte qui est plus résistante dans le sens (X-X) par rapport au sens (Y-Y).
- Cette différence de capacité est due essentiellement à la grande rigidité des poteaux dans le sens (Y-Y) pour la structure métallique et dans le sens (X-X) pour la structure mixte.

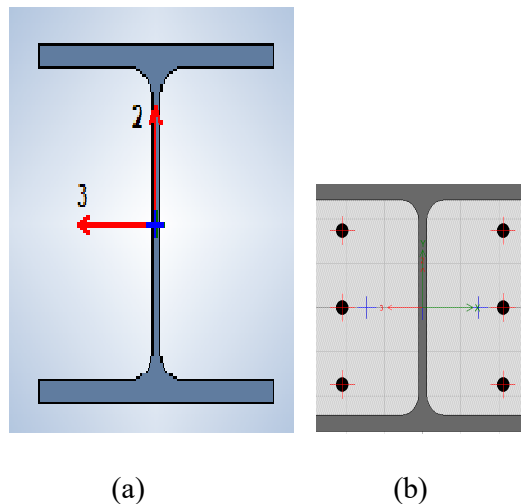
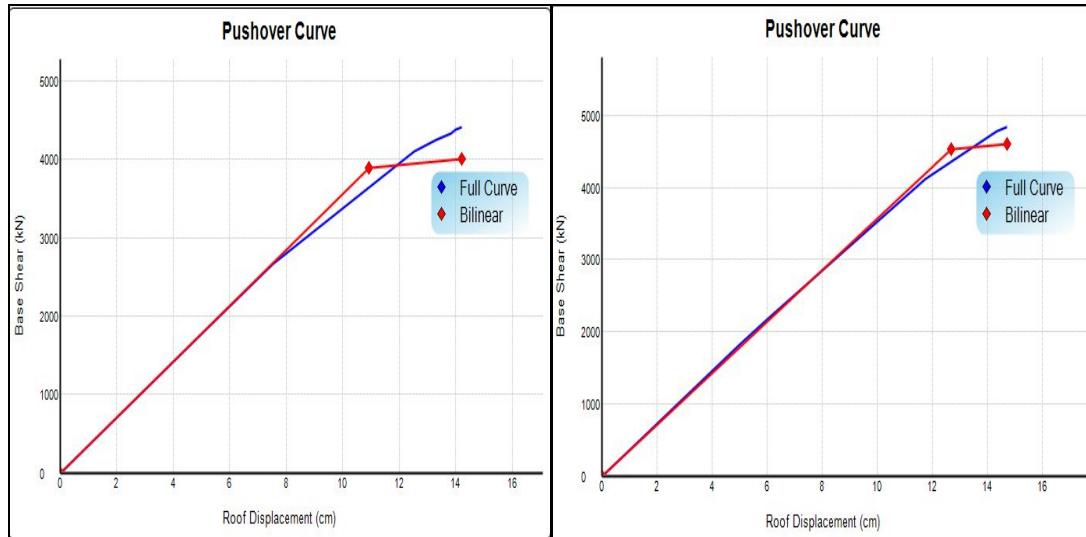


Figure X. 23: Dimensions des poteaux utilisées pour (a) la structure métallique poteau en HEB450, (b) la structure mixte poteau en HEB280.

- En termes de capacité en déplacement la structure mixte dans le sens (X-X) pour un déplacement de 14.22cm elle atteint un effort tranchant à la base de 4761.7 KN plus important que celui atteint par la structure métallique pour le même déplacement.
- En termes de capacité en déplacement la structure mixte dans le sens (Y-Y) pour un déplacement de 3.15cm elle atteint un effort tranchant à la base de 3670.03 KN plus faible que celui atteint par la structure métallique pour le même déplacement.

X.7. Idéalisation des courbes de capacité

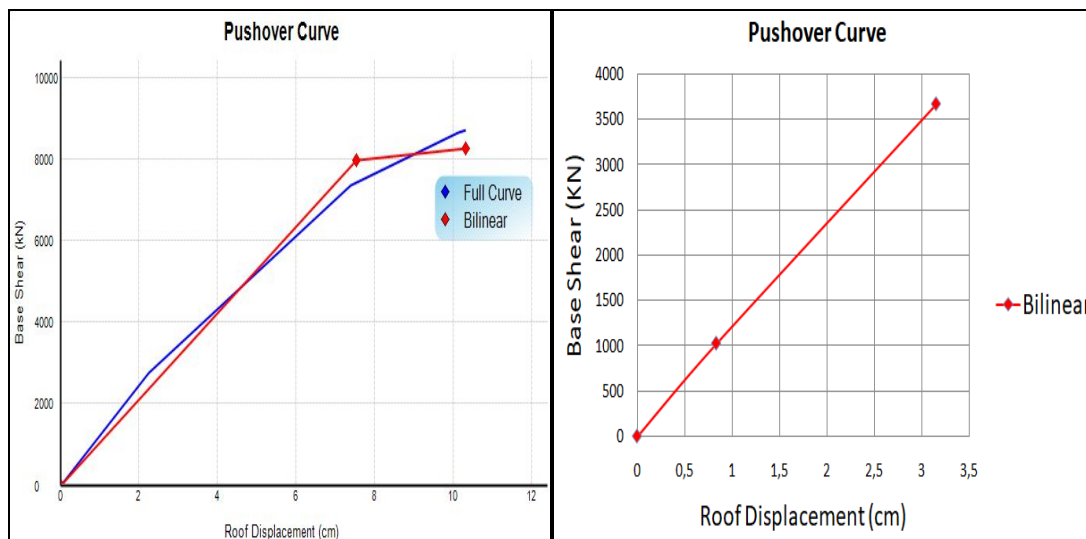
Les courbes de capacité résultantes dans les 2 directions (x et y) seront idéalisées sous forme bilinéaire en utilisant le logiciel BILIN pour les deux structures (métallique et mixte). Les figures 10.24 et 10.25 illustrent les formes bilinéaires des courbes dans les 2 directions considérées.



(a)

(b)

Figure X. 24: Courbe de capacité Bilineaire utilisées dans la direction (X-X) pour (a) la structure métallique, (b) la structure mixte.



(a)

(b)

Figure X. 25: Courbe de capacité Bilineaire utilisées dans la direction (Y-Y) pour (a) la structure métallique, (b) la structure mixte.

- ❖ Les deux courbes construites pour les deux structures (métallique et mixte) sont divisées en deux parties : phase élastique et phase plastique. Les caractéristiques de ces courbes sont données au tableau (10.5) pour la structure métallique et le tableau (10.6) pour la structure mixte.

- **Pour la structure métallique :**

La courbe de capacité selon la direction (X-X) et (Y-Y) sont faite par le logiciel BILIN les résultats sont regroupées dans le tableau 10.5 suivant :

Tableau X. 5: Les caractéristiques des courbes idéalisées.

	La limite de phase élastique		La limite de phase plastique	
	L'effort tranchant à la base en [KN]	Le déplacement au sommet en [cm]	L'effort tranchant à la base en [KN]	Le déplacement au sommet en [cm]
Pushover selon Le sens (X-X)	3885,296	10,945	4001,70	14,224
Pushover selon Le sens (Y-Y)	7976,224	7,542	8271,446	10,333

- **Pour la structure mixte :**

La courbe de capacité selon la direction (X-X) est faite par le logiciel BILIN, alors que selon la direction (Y-Y) la courbe a une forme bilinéaire. Donc, il n'est pas nécessaire de l'idéaliser encore une fois. Les résultats sont regroupés dans le tableau 10.6 suivant :

Tableau X. 6: Les caractéristiques des courbes idéalisées.

	La limite de phase élastique		La limite de phase plastique	
	L'effort tranchant à la base en [KN]	Le déplacement au sommet en [cm]	L'effort tranchant à la base en [KN]	Le déplacement au sommet en [cm]
Pushover selon Le sens (X-X)	4525,27	12,675	4598,271	14,721
Pushover selon Le sens (Y-Y)	1025,651	8,342	3670,033	31,538

Commentaires

Nous constatons que la structure mixte présente une limite de phase élastique et une limite de phase plastique (Pour l'Effort tranchant à la base et le Déplacement au sommet) plus important que celui de la structure métallique suivant la direction (X-X) contrairement à la

direction (Y-Y) la structure mixte atteint des déplacements importants a celui de la structure métallique.

X.8. Conclusion

La structure mixte La capacité ainsi que le niveau de performance vis-à-vis du chargement sismique de la structure mixte est supérieur à celui de la structure métallique.

Néanmoins, nous tenons à relever les observations suivantes :

La structure métallique est plus résistante dans le sens (Y-Y), car elle a une grande capacité par rapport au sens (X-X) contrairement à la structure mixte qui est plus résistante dans le sens (X-X) par rapport au sens (Y-Y). Cette différence de capacité est due essentiellement à la grande rigidité des poteaux dans le sens (Y-Y) pour la structure métallique et dans le sens (X-X) pour la structure mixte.

En termes de capacité en déplacement la structure mixte dans le sens (X-X) est supérieure à celle de la structure métallique pour le même déplacement. Alors que pour la direction (Y-Y) la structure mixte moins importante que la structure métallique.

CHAPITRE XI :

Performance sismique de la structure métallique et structure mixte

XI.1. Introduction

Dans le présent chapitre nous nous proposons d'établir les courbes de vulnérabilités pour les deux structures (structure métallique et mixte) afin de pouvoir comparait leurs performances sismiques. Ceci à travers l'établissement des courbes de fragilités pour les deux structures (métallique et mixte).

XI.2. Détermination de la réponse sismique

Afin de déterminer la réponse sismique d'une structure, nous nous sommes basé sur la méthodologie d'estimation des dommages sismiques du bâti existant en Algérie (Boukri et al. 2013 ; Boukri 2014) inspirée de l'approche HAZUS (Hazard-United States) qui utilise la méthode du spectre de capacité (CSM). Dans cette méthode, le dimensionnement d'une structure est défini en termes de déplacement et non pas en termes de force.

XI.3. Méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method - CSM) est une des techniques d'analyse de la conception basée sur la performance des structures, i.e. performance-based design (Freeman 2004). Elle est définie comme une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire simplifiée (chiroiou 2004).

La méthode du spectre de capacité a été développée initialement par Freeman (1975). Elle a été utilisée dans les années 1970 pour un projet pilote d'estimation de la vulnérabilité sismique des bâtiments d'une base navale à Washington (USA) (Freeman 2004). Dans les années '80, elle a été utilisée pour trouver une corrélation entre le mouvement sismique et la performance d'une structure (Freeman 2004). La méthode a été également développée pour vérifier la conception des bâtiments stratégiques militaires américains (armée de terre, marine et forces aériennes).

Dans cette procédure, les deux principaux éléments sont la demande et la capacité. La demande est une représentation de la sollicitation sismique, tandis que la capacité est une mesure de l'aptitude de résistance à la demande sismique. La performance dépend ainsi de la façon dont la capacité peut faire face à la demande. En d'autres termes, la structure doit avoir la capacité de résister aux demandes sismiques de telle sorte que la performance de la structure soit compatible avec les objectifs de la conception.

Le principe de la méthode du spectre de capacité est d'établir une comparaison graphique entre la capacité d'une structure et la demande sismique (voir figure 11.1). L'utilisation de

la méthode du spectre de capacité stipule que les spectres de demandes ainsi que les courbes de capacité doivent être converties dans le format ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), à savoir spectres de réponses d'accélération et de déplacement, selon MAHANEY et al. (Mahaney et al. 1993).

- La capacité

La capacité de la structure est représentée par la courbe de capacité (force-déplacement) déduite de l'analyse statique non linéaire par poussée progressive ou push-over. Cette courbe de capacité est convertie en format ADRS d'un système à 1 seul degré de liberté (sdof) (Fajfar 1999) et devient « courbes de spectre de capacité », où l'effort tranchant à la base d'une structure et le déplacement au sommet sont convertis en accélération spectrale (S_a), et en déplacement spectral (S_d), respectivement, en utilisant les propriétés modales (voir figure 1.8). Ces valeurs définissent ainsi le spectre de capacité.

Afin de convertir la courbe de capacité en spectre de capacité dans le format ADRS, il est nécessaire de calculer le facteur de participation modal PF_1 ainsi que le coefficient de masse modal α_1 du mode fondamental, en utilisant les équations suivantes :

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}^2} \right] \quad (11.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1} \right]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \left[\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}^2 \right]} \quad (11.2)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (11.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{Toit}}{PF_1 \times \phi_{Toit,1}} \quad (11.4)$$

Avec :

PF_1 : facteur de participation modale du mode fondamental ;

α_1 : Coefficient de masse modale du mode fondamental ;

ϕ_{i1} : Amplitude du premier mode au niveau i ;

V : Effort tranchant à la base ;

W : Poids de la structure ;

Δ_{Toit} : Déplacement au sommet de la structure ;

S_a : Accélération spectrale ;

S_d : Déplacement spectral.

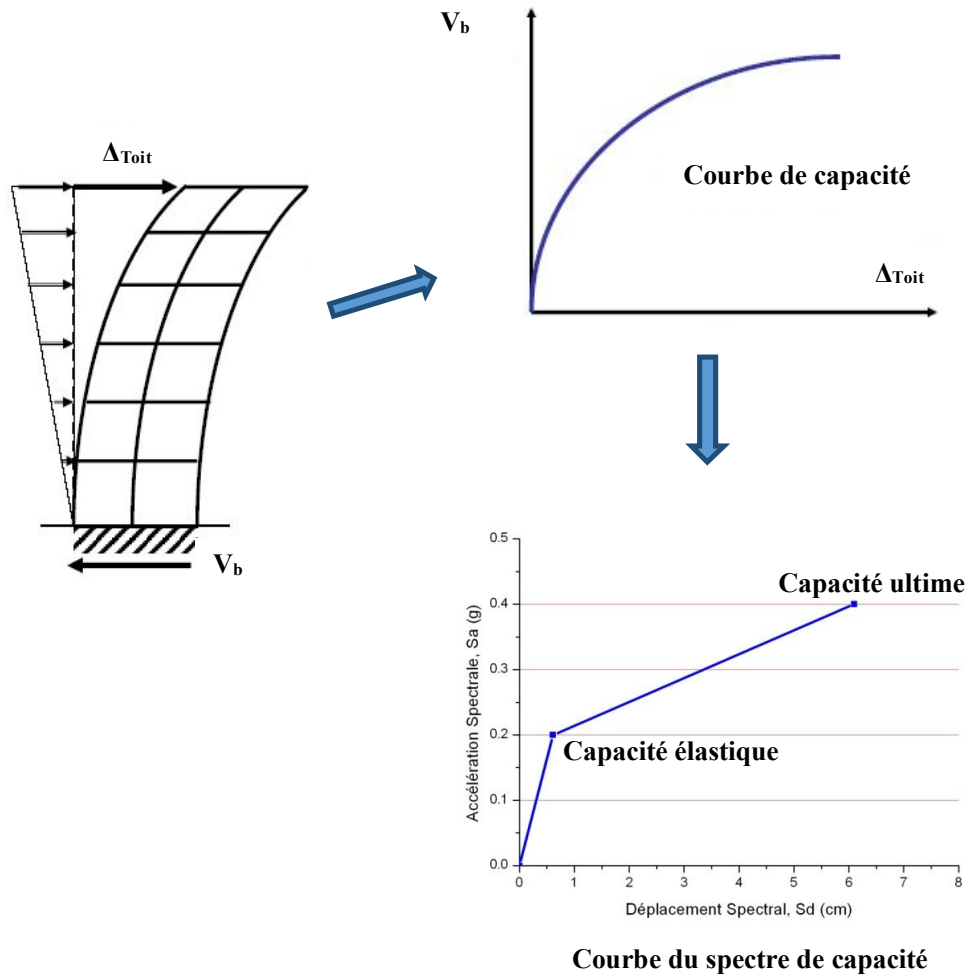


Figure XI. 1: Schématisation du développement de la courbe du spectre de (Chopra and Goel 1999)

Les valeurs du spectre de capacité sont définies pour deux niveaux de capacité, à savoir les capacités élastiques (S_{ay} , S_{dy}) et ultime (S_{au} , S_{du}).

- La demande

La demande, qui est une représentation de la sollicitation sismique, est définie par un spectre de demande élastique sur-amorti qui est converti dans le format ADRS (voir figure 11.2) (Chopra and Goel 1999). Ainsi, chaque ordonnée d'accélération spectrale, S_a ,

associée à une période T , est convertie en ordonnée de déplacement spectrale, S_d , correspondante en utilisant la formule suivante :

$$S_{di}(T) = S_{ai}(T)/\omega^2 \quad (11.5)$$

$$S_{di}(T) = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}(T) \quad (11.6)$$

Où :

S_a : spectre d'accélération ;

S_d : spectre de déplacement

ω : pulsation ($2\pi/T$)

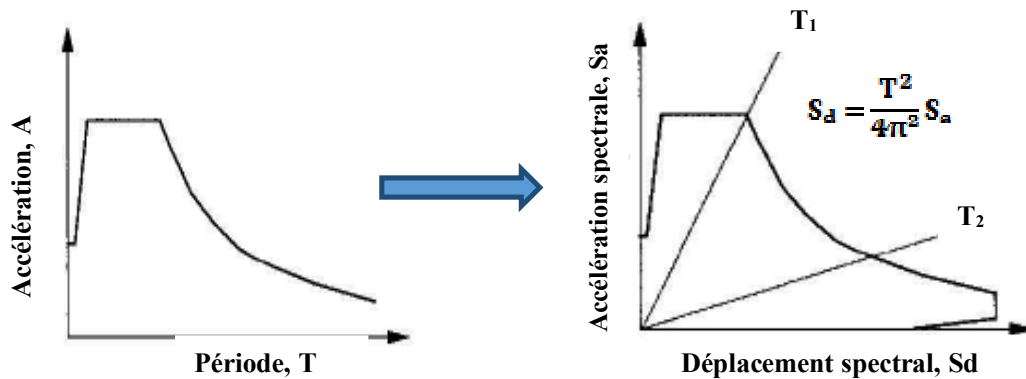


Figure XI. 2: Conversion du spectre de réponse élastique en format ADRS (ATC 40-1996 ; Chopra 1999)

Afin de prendre en considération le comportement non linéaire du système structural, des valeurs d'amortissements visqueux effectives sont appliquées aux spectres de réponses linéaires élastiques.

- La performance

Le point d'intersection entre le spectre de capacité et le spectre de demande donne une approximation de la performance de la structure (Freeman 2004). Ce point, appelé « point de demande ou de performance » (voir figure 11.3), permet d'estimer les accélérations et les déplacements spectraux ainsi que les dommages qui peuvent se produire dans une structure donnée sous un séisme donné.

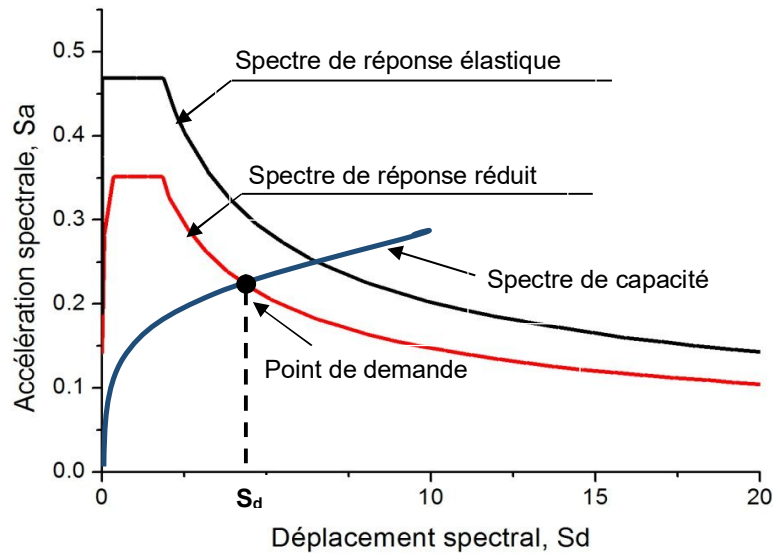


Figure XI. 3: Détermination de la demande en déplacement (Point de demande).

XI.4. Calcul de la performance :(Boukri 2004)

XI.4.1. Développement de la courbe de capacité bilinéaire

La courbe de capacité exprime la relation entre l'effort tranchant résultant agissant à la base de la structure et le déplacement maximal obtenu au sommet de l'édifice. La réponse de la structure dépend de la géométrie et du comportement des matériaux constitutifs considérés comme linéaires ou non-linéaires, avec des effets de second ordre (P-Delta) possibles. Cette courbe est transformée en format ADRS en spectre de capacité (voir figure 11.4).

La courbe de spectre de capacité résultante est convertie en format bilinéaire selon la technique d'égalité des aires. La forme bilinéaire permet de déduire le point d'écoulement plastique global de la structure (S_{ay} , S_{dy}) nécessaire au calcul du taux d'amortissement effectif ainsi que les facteurs de réduction spectraux.

Les principaux paramètres de cette courbe de spectre de capacité bilinéaire sont :

- Capacité élastique (S_{dy} , S_{ay}) ;
- Capacité ultime (S_{du} , S_{au}).

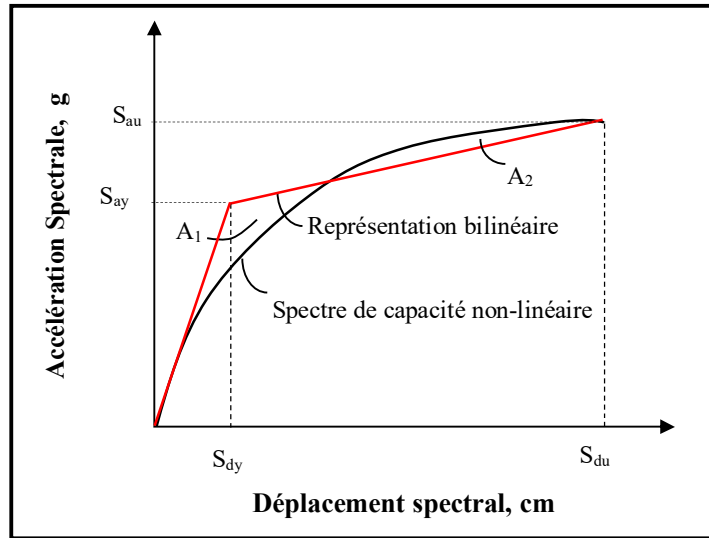


Figure XI. 4: Représentation bilinéaire du spectre de capacité (ATC-40 1996 ; Boukri 2014).

XI.4.2. Développement du spectre de demande élastique avec un amortissement ($\xi = 5\%$)

Deux types de spectre sont considérés pour les simulations. En premier abord, le spectre de réponse élastique ($\xi = 5\%$) est développé à partir d'un signal accélérométrique enregistré durant un séisme donné. Le second spectre d'étude est la sollicitation de référence proposée dans les normes parasismiques Algériennes (RPA99/2003).

Le spectre doit prendre en considération les conditions du sol et les effets de sites relatives à la zone d'implantation de la structure (ou structures) à étudier. Une fois développé, ce spectre est converti en spectre de demande élastique correspondant, dans le format ADRS (Spectre de réponse Accélération-Déplacement), en utilisant la formulation donnée par MAHANEY et al. (1993) :

$$S_{di}(T) = \frac{S_{ai}(T)}{4\pi^2} T^2 \quad (11.7)$$

Ainsi, chaque ordonnée d'accélération spectrale associée à une période T , est convertie en ordonnée de déplacement spectral correspondante multipliée par le facteur $T^2/4\pi^2$.

Où:

T [unité: s] représente la période de la structure ; S_{dy} [unité: m] et S_{ay} [unité: $m.s^{-2}$] représentent le déplacement spectral et l'accélération spectrale, respectivement.

XI.4.3. Spectre de réponse proposé par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003)

La forme générale du spectre de réponse proposé par les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) est donnée par la formulation suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A_c \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A_c) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A_c) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A_c) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (11.8)$$

Où :

A : Coefficient d'accélération (g) ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

T_1 et T_2 : Limites inférieures et supérieures de l'intervalle des périodes définissant la branche de l'accélération spectrale constante.

Q : Facteur de qualité.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par l'équation suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad (11.9)$$

L'utilisation de la méthode du spectre de capacité nécessite l'utilisation d'un spectre de réponse élastique avec un amortissement (ξ) pris égal à 5%. Dans ce cas, les facteurs R, η et Q seront remplacés par la valeur unité (1). L'allure du spectre résultant est donnée sous la forme suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A_c \left(1 + 1.5 \frac{T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5(1.25A_c) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5(1.25A_c) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5(1.25A_c) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (11.10)$$

XI.4.4. Définition du point de performance ou demande en déplacement

Le point de performance (S_d) représente la performance d'une structure ou classe de structures (typologie) sous l'effet d'une sollicitation sismique donnée. Il exprime l'interaction entre la courbe de capacité du bâtiment et la sollicitation sismique représentée par le spectre de réponse élastique du site étudié. Une fois défini, ce point permet d'estimer les probabilités d'atteindre le niveau de dommage spécifié en utilisant les courbes de fragilité.

Etapas de détermination du point de performance (S_d) (Boukri et al. 2013 ; Boukri et al. 2014)

La définition du point de performance, dans la méthode mise au point pour l'estimation des dommages sismiques du bâti existants en Algérie, est réalisée en utilisant la procédure « A » de la méthode du spectre de capacité développé par le Conseil de Technologie Appliqué dans le rapport « ATC-40 :

Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings » (*ATC-40 1996*) et adoptée par la méthodologie HAZUS (FEMA 2002). En tenant compte du contexte Algérien, le point de performance est déterminé comme suit (Boukri et al. 2013 ; Boukri et al. 2014) :

1. Superposition de la courbe du spectre de capacité de la structure (ou typologie) et du spectre de demande élastique ($\xi=5\%$) développé sur un même diagramme.
2. Choisir un point de performance initial (point de commencement des itérations), a_{pi} , d_{pi} ($d_{pi} > S_{dy}$) sur le spectre de capacité comme montré sur la figure 11.5. Ce point peut être obtenu de différentes manières, soit comme l'intersection du prolongement du segment élastique du spectre de capacité et le spectre de réponse élastique basé sur l'hypothèse des déplacements égaux, soit par les coordonnées ultimes du spectre de capacité ou tout autre point basé sur le jugement de

l'ingénieur. Il peut être aussi le point intermédiaire de la branche post élastique du spectre de capacité déterminé comme suit :

$$a_{pi} = \frac{S_{au} - S_{ay}}{2} \quad (11.11)$$

et

$$d_{pi} = \frac{S_{du} - S_{dy}}{2} \quad (11.12)$$

Dans le cas d'utilisation de l'hypothèse des déplacements égaux, on détermine les coordonnées initiales du point de performance, à partir de l'intersection du prolongement du segment élastique de la courbe du spectre de capacité non-linéaire (rigidité initiale) et le spectre de demande élastique. On peut en déduire la période élastique (T_0) de la structure ainsi que les déplacements et accélérations spectraux correspondant [$S_d(T_0) = d_{élastique}$; $S_a(T_0)$] sur le spectre de demande élastique. La projection de ce déplacement sur le spectre de capacité, permet d'en déduire le déplacement spectral inélastique ($d_{élastique} = d_{inélastique}$) ainsi que l'accélération spectrale inélastique correspondante. Ce point sera pris comme étant le point de performance initial (a_{pi}, d_{pi}), comme illustré sur la figure 11.5.

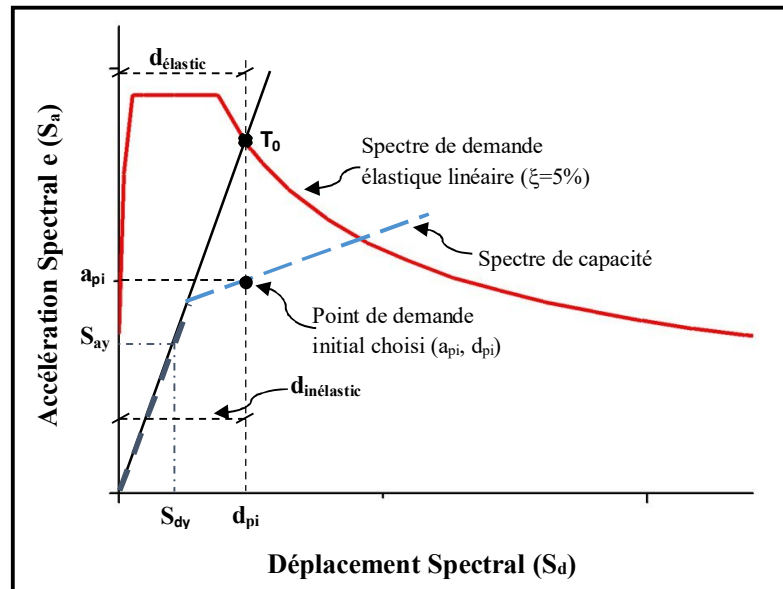


Figure XI. 5: Procédure de définition du point de performance initial (a_{pi}, d_{pi}) par l'hypothèse des égalités des déplacements

3. Calculer les facteurs de réductions spectraux SR_A et SR_V donnés par les équations 11.13 et 11.14 (ATC40 1996), puis développer le spectre de demande élastique réduit par ces facteurs. Superposer ce dernier dans le même diagramme avec le spectre de capacité bilinéaire (voir figure 11.5).

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \quad (11.13)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \quad (11.14)$$

Les facteurs de réductions spectraux SR_A et SR_V sont fonction des amortissements effectifs, ξ_{eff} . La formule utilisée pour le calcul de ces amortissements, basés sur les études effectuées par Newmark et Hall (1982), a été développé initialement pour le calcul des amortissements équivalents (ξ_{eq}) des structures ductiles ayant un comportement hystérétique stable avec des boucles hystérésis parfaites. L'amortissement équivalent (ξ_{eq}) représente l'amortissement d'une structure donnée, dans sa phase inélastique, après l'occurrence d'un séisme. Il est obtenu comme suit :

$$\xi_{eq} (\%) = \xi_0 + \xi \quad (11.15)$$

Où

ξ_0 : représente l'amortissement hystérétique donné par l'équation suivante :

$$\xi_0 = \frac{63.7(S_{ay}d_{pi} - S_{dy}a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} \quad (11.16)$$

ξ : décrit l'amortissement naturel de la structure à l'état élastique qui est supposé constant, il est pris égal à 5%, en général.

De ce fait, l'équation de l'amortissement équivalent des structures ductiles est exprimée de la manière suivante :

$$\xi_{eq} = \frac{63.7(S_{ay}d_{pi} - S_{dy}a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5 \quad (11.17)$$

Dans le cas des structures existantes qui ne sont pas ductiles généralement, cette formulation donne des valeurs surestimées des amortissements équivalents réels. De ce fait, pour prendre en considération les imperfections possibles, un facteur de modification d'amortissement (κ), appelé aussi facteur de dégradation, a été introduit dans l'équation 11.15. Dans ce cas, il y a lieu de calculer un facteur d'amortissement effectif défini comme suit :

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{63.7\kappa 3_{ay} d_{pi} - S_{dy} a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (11.18)$$

Le facteur (κ) dépend intimement du comportement hystérétique des trois types de structures décrits ci-dessous. Le type A décrit un comportement stable et parfait de la boucle hystérésis alors que le type C représente les boucles dégradées, tandis que le type B décrit un comportement intermédiaire entre les types A et C (ATC40 1996). Les valeurs définissant ce facteur (κ) pour les trois types (A, B et C) de comportement structural sont données dans le Tableau 11.1.

Tableau XI. 1: Définition du facteur de dégradation en fonction du type de comportement structural (ATC40 1996 ; Boukri 2014)

Type de structure	ξ_0 (en %)	κ
A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_e d_{pi} - d_e d_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
B	≤ 25.0	0.65
	> 25.0	$0.845 - \frac{0.446(a_e d_{pi} - d_e d_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
C	Aucune valeur	0.33

(A) : Constructions neuves ou existantes dimensionnées selon les normes parasismiques en vigueur (RPA99/2003), c.-à-d. celles réalisées après 2003.

(B) : Constructions réalisées entre 1981 et 2003.

(C) : Constructions réalisées avant l'apparition des Règles Parasismiques Algériennes de 1981 (RPA 1981).

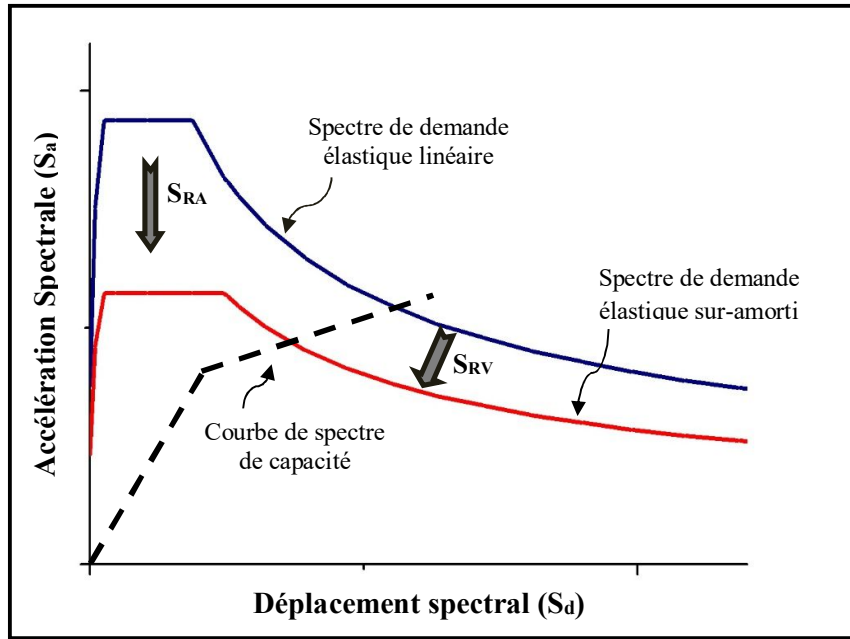


Figure XI. 6: Développement du spectre de demande réduit

Les valeurs minimales des facteurs de réductions spectraux S_{RA} et S_{RV} ne doivent pas dépasser celles données dans le tableau 11.2 ci-après :

Tableau XI. 2: Valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV} (ATC40 1996)

Type de comportement structural	S_{RA}	S_{RV}	$\xi_{eff\ max}$
A	0.33	0.50	40
B	0.44	0.56	29
C	0.56	0.67	20

- Déterminer la période du spectre de demande réduit résultant, au point de basculement entre l'intervalle d'accélération constante (le plateau du spectre de demande réduit) et l'intervalle du déplacement constant (branche descendante du spectre de demande réduit). Cette période, notée T_{sr} (Période du spectre réduit) est déterminée à partir de l'égalité entre les expressions de la 2ème et 3ème ligne de la formulation du spectre de réponse élastique donné par le RPA99/2003. Elle est obtenue comme suit (Boukri 2014)

$$2.5(1.25A_c)S_{RA} = 2.5(1.25A_c)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{x/y} S_{RV} \rightarrow T = T_{sr} = \left[\frac{S_{RV}}{S_{RA}}(T_2)^{x/y}\right]^{y/x} \quad (11.19)$$

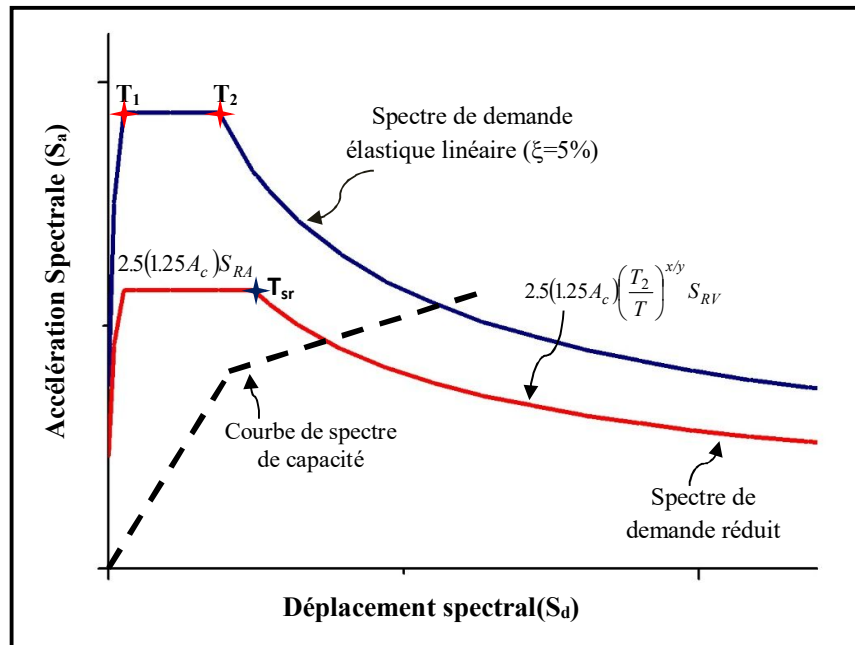


Figure XI. 7: Détermination de la période de la borne supérieure du plateau du spectre de demande réduit (T_{sr})

- Déterminer si le point d'intersection du spectre de demande élastique réduit et du spectre de capacité (a_{pi} , d_{pi}) est dans une tolérance acceptable n'excédant pas 5 %, c.-à-d. :

$$0,95d_{pi} \leq S_d \leq 1,05d_{pi}.$$

- Dans le cas contraire, un nouveau point (a_{pi}^{new} , d_{pi}^{new}) doit être choisi et reprendre les calculs à partir de l'étape 2 jusqu'à convergence des calculs. Le nouveau point d'intersection peut être celui déterminé dans l'étape 5, ou bien tout autre point basé sur le jugement de l'ingénieur.
- Si le nouveau point de performance se trouve dans la bande de tolérance (voir figure 11.8). Alors, ce point est considéré comme le point de performance final de la structure (a_p , d_p).

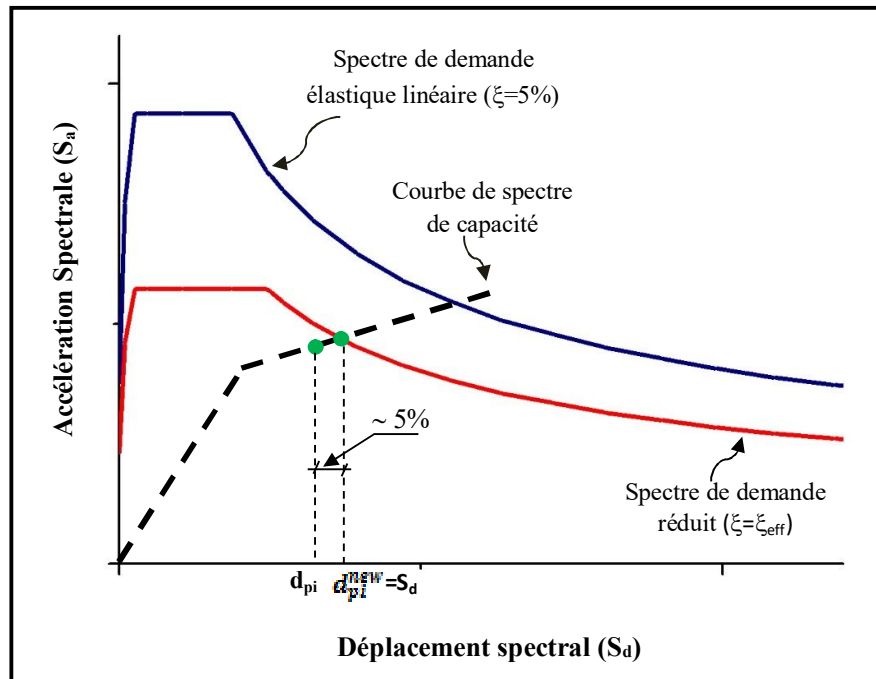


Figure XI. 8: Détermination du point de performance final de la structure

XI.4.5. Décomposition du spectre de capacité

La courbe du spectre de capacité est décomposée en quatre états limites de dommages selon la méthode RISK UE (voir figure 11.9) (Milutinovic et al. 2004).

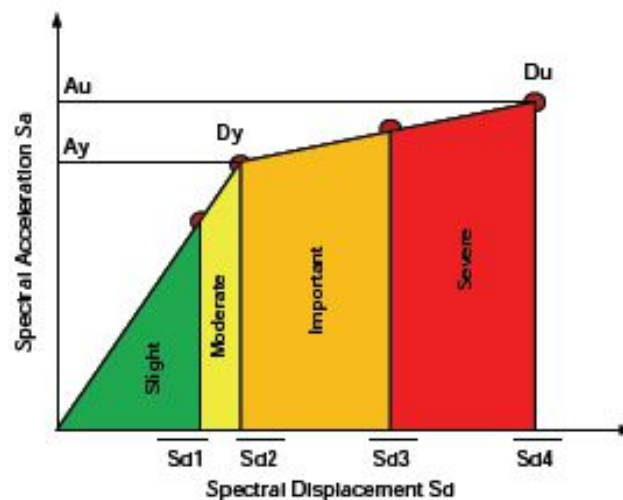


Figure XI. 9: Etats limites de dommages selon RISK-UE (Milutinovic et al. 2004).

Ces états limites de dommages sont définis par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \bar{S}_{d1} = 0.7D_y \\ \bar{S}_{d2} = D_y \\ \bar{S}_{d3} = D_y + 0.25(D_u - D_y) \\ \bar{S}_{d4} = D_u \end{cases} \quad (11.20)$$

Où :

\bar{S}_{di} : Déplacement limite de l'état i

D_y : Déplacement spectral élastique

D_u : Déplacement spectral ultime

Ces valeurs des états limites de dommages sont utilisées pour générer les courbes de fragilité.

XI.4.6. Génération des courbes de fragilité (Boukri et al. 2013 ; Boukri 2014)

Les courbes de dommages sont adoptées sous formes de courbes de fragilité log-normale (voir figure 11.10) qui expriment la probabilité $P[ds|S_d]$ d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommage structurel ou non-structurel (ds), pour un déplacement spectral (S_d) au point de demande (point de performance).

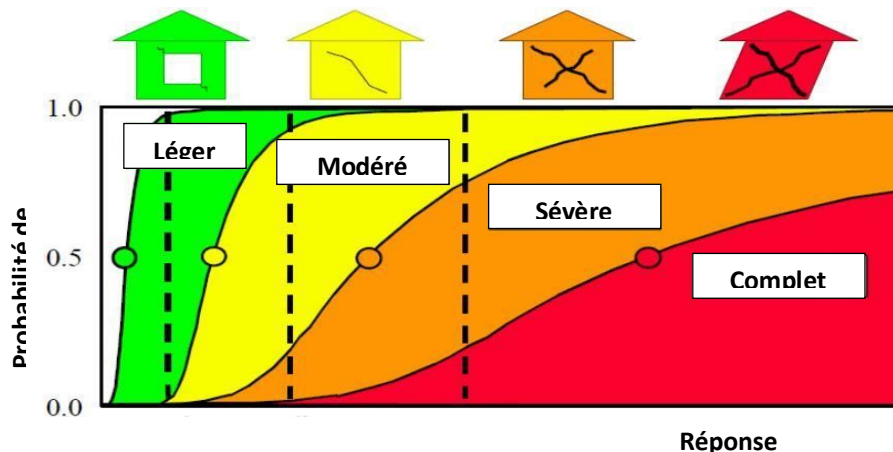


Figure XI. 10: Représentation des courbes de fragilité pour 4 niveaux de dommages (FEMA 2004).

La distribution cumulée pour un niveau de dommage donné (ds) définit donc les probabilités pour 05 états de dommages (voir chapitre 1). Ces probabilités sont décrites comme suit :

$P[N|S_d]$: Probabilité d'occurrence d'un dommage négligeable "N"(no damage);

$P[S|S_d]$: Probabilité d'occurrence d'un dommage léger "**S**"(slight damage) ;

$P[M|S_d]$: Probabilité d'occurrence d'un dommage modéré "**M**"(moderate damage) ;

$P[E|S_d]$: Probabilité d'occurrence d'un dommage important "**E**"(extensive or severe damage) ;

$P[C|S_d]$: Probabilité d'occurrence d'un dommage complet "**C**"(complete damage).

Pour un état de dommage donné, la courbe de fragilité est exprimée par la fonction de densité de probabilité log-normale donnée par l'équation suivante :

$$P[ds/S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (11.21)$$

Où :

S_d : Représente le déplacement spectral (paramètre de la demande sismique) ;

$\bar{S}_{d,ds}$: Est la valeur moyenne du déplacement spectral, S_d , pour un certain niveau de dommage pris égal à « ds » ;

β_{ds} : Définit l'écart-type du logarithme du déplacement spectral, S_d , pour un état de dommage « ds » ;

$\Phi(\cdot)$: Exprime la distribution Gaussienne standard cumulée.

L'écart-type β_{ds} du logarithme du déplacement spectral est calculée de chaque état de dommage est calculée par les expressions suivantes (Milutinovic et al. 2004) :

$$\beta_{ds1} = 0.25 + 0.07 \ln(\mu) \quad (11.22)$$

$$\beta_{ds2} = 0.2 + 0.18 \ln(\mu) \quad (11.23)$$

$$\beta_{ds3} = 0.1 + 0.4 \ln(\mu) \quad (11.24)$$

$$\beta_{ds4} = 0.15 + 0.5 \ln(\mu) \quad (11.25)$$

μ : Exprime la ductilité ultime (le rapport entre le déplacement spectral ultime et le déplacement spectral élastique).

XI.4.7. Calcul des probabilités spécifiques des catégories de dommages

La probabilité spécifique à chaque catégorie ou niveau de dommage est déduite des probabilités cumulées comme suit (FEMA 2002) :

$$\text{Dommage Complet "C"} : \quad P[ds=C] = P[C|S_d] \quad (11.26)$$

$$\text{Dommage Important "E"} : \quad P[ds=E] = P[E|S_d] - P[C|S_d] \quad (11.27)$$

$$\text{Dommage Modéré "M"} : \quad P[ds=M] = P[M|S_d] - P[E|S_d] \quad (11.28)$$

$$\text{Dommage Léger "S"} : \quad P[ds=S] = P[S|S_d] - P[M|S_d] \quad (11.29)$$

$$\text{Dommage Négligeable "N"} : \quad P[ds=N] = 1 - P[S|S_d] \quad (2.30)$$

XI.4.8. Génération de la matrice de probabilité de dommages pour la typologie de structure étudiée

La matrice de probabilité de dommages (DPM) (voir tableau 11.3) exprime, sous une forme discrète, la probabilité conditionnelle $P[D=j|i]$ pour obtenir un niveau de dommage « j », dû à un séisme de sévérité « i ».

Tableau XI. 3: Matrice de probabilités de dommages adoptée dans la méthodologie

Catégorie de dommage	Matrice de probabilités de dommages				
	Négligeable	Léger	Modéré	Important	Complet
Probabilité	P[N]	P[S]	P[M]	P[E]	P[C]

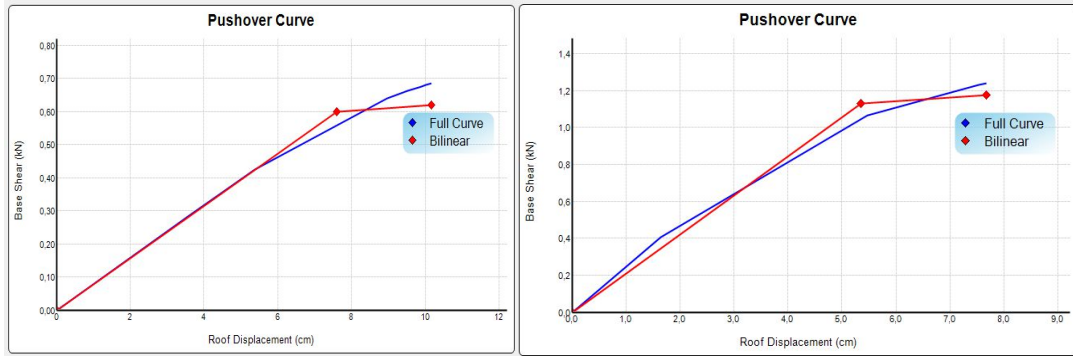
XI.5. Analyse de la performance sismique des variantes de la structure

XI.5.1. Transformation et idéalisation de la courbe de capacité en spectre de capacité

Les courbes de capacité ($V_b-\delta_s$) sont transformées en format ADRS ($S_a - S_d$), puis idéalisées sous formes bilinéaires.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les courbes idéalisées en format ADRS de la structure métallique et la structure mixte.

• **Structure métallique**

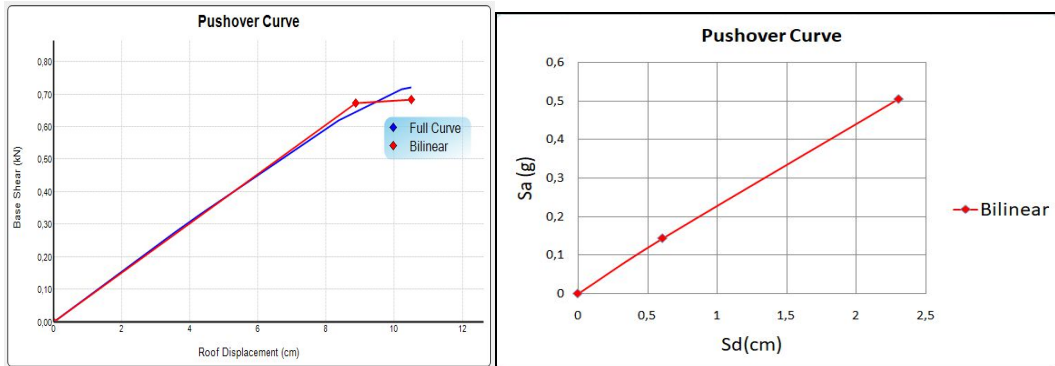


(a)

(b)

Figure XI. 11: Courbe idéalisée en format ADRS de la structure métallique (a) : sens X-X (b) sens Y-Y.

• **Structure mixte**



(a)

(b)

Figure XI. 12: Courbe idéalisée en format ADRS de la structure mixte (a) : sens X-X (b) sens Y-Y.

Tableau XI. 4: Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (X-X)

Variante	Point de capacité élastique		Point de capacité ultime	
	S_{dy} (cm)	S_{ay} (g)	S_{du} (cm)	S_{au} (g)
Structure métallique	7,604	0,600	10,167	0,620
Structure mixte	8,865	0,671	10,507	0,684

Tableau XI. 5: Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (Y-Y)

Variante	Point de capacité élastique		Point de capacité ultime	
	S_{dy} (cm)	S_{ay} (g)	S_{du} (cm)	S_{au} (g)
Structure métallique	5,359	1,129	7,680	1,177
Structure mixte	0,607	0,144	2,3007	0,506

XI.5.2. Développement des courbes de vulnérabilité

Tableau XI. 6: Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité(X-X)

Variante	DEPLACEMENT SPECTRAL S_d (cm)							
	Dommage Léger		Dommage Modéré		Dommage Important		Dommage Complet	
	\bar{S}_d	β	\bar{S}_d	β	\bar{S}_d	β	\bar{S}_d	β
Structure métallique	5,323	0,270	7,604	0,252	8,245	0,216	10,167	0,295
Structure mixte	6,205	0,262	8,865	0,231	9,275	0,168	10,507	0,235

Tableau XI. 7: Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité (Y-Y)

Variante	DEPLACEMENT SPECTRAL S_d (cm)							
	Dommage Léger		Dommage Modéré		Dommage Important		Dommage Complet	
	\bar{S}_d	β	\bar{S}_d	β	\bar{S}_d	β	\bar{S}_d	β
Structure métallique	3,752	0,275	5,359	0,265	5,939	0,244	7,680	0,330
Structure mixte	0,425	0,343	0,607	0,440	1,030	0,633	2,301	0,816

a. Structure métallique

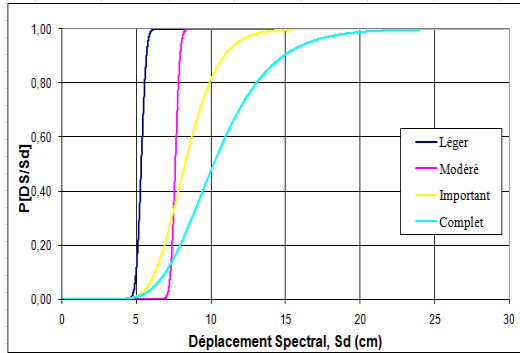


Figure XI. 13: Sens X-X.

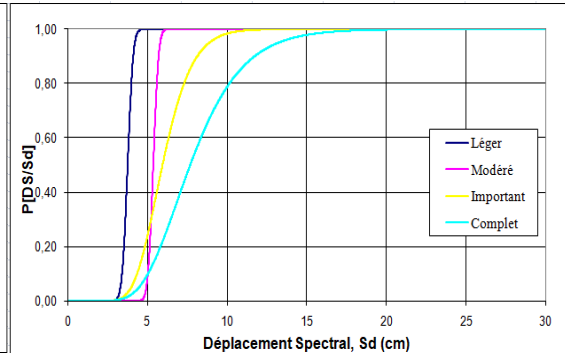


Figure XI. 14: Sens Y-Y.

b. Structure mixte

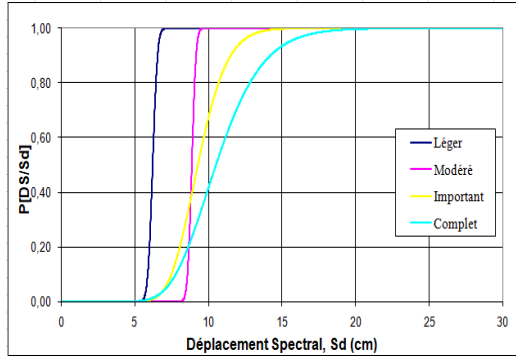


Figure XI. 15: Sens X-X.

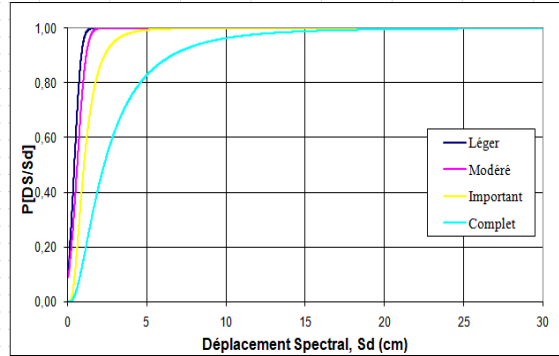


Figure XI. 16: Sens Y-Y

XI.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé la procédure d'estimation de la performance sismique des structures vis-à-vis de sollicitations sismiques majeures.

Après la réalisation des courbes de capacité, les courbes de fragilité sont générées et peuvent donner un aperçu sur les probabilités de dommages d'un système ou une typologie considérée afin de tester sa performance vis-à-vis d'un séisme majeur. Nous avons pu établir les courbes de fragilités pour les deux types de structure (métallique et mixte) ce qui nous permet d'évaluer les performances des deux systèmes structurels.

Conclusion général

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Euro codes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et du dessin (ROBOT,ETABS).

Ce projet de fin d'études nous a permis de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique et mixte et nous avons vérifié ces deux structures vis-à-vis des conditions de résistance prescrites par les règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA99 version 2003). D'après les résultats obtenus de l'analyse dynamique et sismique linéaires de la structure, il a été constaté qu'elle n'est pas suffisamment dimensionnée vis à vis d'une action sismique probable.

Afin de consolider cet état, une analyse capacitaire (statique non linéaire) a été réalisée par la suite en utilisant la méthode PUSHOVER. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances sur le comportement linéaires et non linéaires des structures, cette dernière nous a permis de réaliser des courbes de capacité, les courbes de fragilité qui peuvent donner un aperçu sur les probabilités de dommages de la structure métallique et structures mixtes.

Enfin, notre objectif final lors de cette mémoire et l'étude capacitaire de structure métallique et mixte et l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme un support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Référence bibliographique

- [1] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2.
- [2] Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 ».
- [3] RNV2013 : règles définissant les efforts de la neige et du vent version2003.
- [4] E. GUSTIN et DIEHL, Editions Eyrolles, LES CHARPENTES METALIQUES 1985,11^{ème} édition).
- [5] Béton armé aux états limites " BAEL91 ".
- [6] Règlement parasismiques algérien " RPA99.v2003 ".
- [7] Boukri, M., Bensalah, M.D, Etude de renforcement d'un bâtiment en béton armé en RDC+05 étages à usage d'habitation endommagé suite au séisme de Boumerdès de 2003(NIRI Nour El Houda - LOUAHDI Brahim Nazim).
- [8] Tableau de Profilé (RPA).
- [9] Tableau 5.3.1 Rapports largeurs max pour paroi comprimées.
- [10] EUROCODE_3.
- [11] Etude d'un bâtiment en R+9 avec sous-sol et Etage 1 en Béton armé et les Etages de 2-9 en construction métallique.
- [12] Etude complet d'un bâtiment métallique R+4 usage d'habitation.
- [13] L'ancrage.
- [14] Construction mixte Acier-Béton-Généralités (JEAN-MARIE Aribert).
- [15] Chapitre_3 les Poteaux Mixtes.
- [16] ETABS 18.
- [17] Cours construction mixte partie 1 Poteau mixtes Acier-Béton (Prof. Mimoune Mostefa).
- [17] Boukri, M. 2014. Vulnérabilité sismique du bâti Algérien : Développement d'un outil d'aide à la décision. Thèse de Doctorat, Université Blida1, Algérie.

- [18] FEMA 356. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [19] FEMA 440. 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, Redwood City, vol. 7, no. 9, p. 11, 2005.
- [20] Leslie, R. 2013. The Pushover Analysis, explained in its Simplicity. Proceedings of 2nd National Conference – RACE’13 at SAINTGITS College of Engineering, Kottayam
- Inel M. and Ozmen HB. 2006. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. Engineering Structures 28: 1494–1502
- [21] HAZUS MH-5. 2004. Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical and user’s Manual, Federal Emergency Management Agency, FEMA, Washington, DC, United States
- [22] Farsi M.N., Bourenane, H., Ait-Benamar, D., Boukri, M., Saadi., S, Benzineh, S. 2013. Analyse des effets de site et des dommages dans deux communes de la région de Boumerdès : Boumerdès et Zemmouri. Projet National de Recherche (5/4311/3282), Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, CGS, Algérie
- [23] Boukri, M. 2014. Vulnérabilité sismique du bâti Algérien : Développement d’un outil d’aide à la décision. Thèse de Doctorat, Université Blida1, Algérie.
- [24] Freeman, S.A., “Review of the Development of the Capacity Spectrum Method”, Journal of Earthquake Technology, Vol. 41, No. 1, Paper No. 438, (March 2004), 1-13.
- [25] Chiroiu, L., “Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. extension a d’autres risques naturels”, Thèse de Doctorat en Géographie, (2004), Université Paris 7 – Denis Diderot, France.
- [26] Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. and Tyrell, J.V., “Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington”, Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, (1975), Berkeley, U.S.A, 113-122.
- [27] Mahaney, James A., Terrence F. Paret, Bryan E. Kehoe, and Sigmund A. Freeman., “The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response during the Loma Prieta Earthquake”. Proceedings of the 1993 United States National Earthquake Conference, V. 2, (1993), Memphis, Tennessee, USA, 501-510

- [28] Fajfar, P., “Capacity Spectrum Methods Based on Inelastic Demand Spectra”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V.28, (1999), 979–993.
- [29] Chopra, A. K. and Goël, R.K., “Capacity Demand Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum”, *Earthquake Spectra*, V.15, n° 4, (1999), 637-656.
- [30] Applied Technology Council, ATC-40., “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, V. 1, (1996), Redwood City, California, USA.
- [31] Federal Emergency Management Agency, FEMA, “HAZUS99: Earthquake Loss Estimation Methodology”, Technical Manual, (2002), Washington, DC, United States
- [32] Newmark, N. M., and W. J. Hall., “Earthquake Spectra and Design”, EERI Monograph Series, (1982), Earthquake Engineering Research Institute ~ Oakland, California, USA.
- [33] Milutinovic, Z. V. and Trendafiloski, G. S. 2004. RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, WP4 : Vulnerability of current buildings. (2003).