

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 – البلدية 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 métalliques et mixtes

### THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9 ETAGES EN CHARPENTE  
METALLIQUE.

Etudié et réaliser par

**SADALLAH Aymen & GHERDI Youcef**

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. ALLALI.S	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

**Blida, Juillet 2023.**

## **REMERCIEMENTS**

*Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université Blida 1 de Saad Dahleb.*

*En cette mémorable occasion nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout **ALLAH** le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur **Mr .SID AHMED ALLALI** et **Mm. BADIS** de nous avoir fait confiance et d'avoir accepté de diriger ce mémoire et qui malgré ses multiples obligations, n'a jamais ménagé aucun effort pour suivre cette étude de près pendant toute la durée du travail, et pour son soutien moral qui n'a pas cessé même dans les moments difficiles.*

*Et merci également à **Mr. Rahmani** et **Mme. Charfa** de nous aider dans notre travail.*

*On saisit également cette opportunité pour remercier l'entreprise **CTC DE BLIDA**, et les membres de l'entreprise de CTC spécialement **Mr. boukheddouni MOKHTARE**.*

*Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des enseignants du département de Génie-civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie-civil.*

*Nous ne serons oubliées de remercier l'honorables membres de jury qui nous a fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté du soutien et de l'aide tout au long de cette année universitaire.*

## **DEDICACE**

*Tout d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude*

*Je dédie cet humble travail à :*

*Mes parents ahmed sadallah et brahimi rabia et mes frères abdelhake , samir , mohamed et maroua et fadoua et mes amie zerarka amine et chamaïen mohamed et semiani mounire ; geroumi HAMZA ; soudaki TAREK ; islame mahidine et mohamed oradje et taillebe hamoudi , aussi mon amie nessrine ,*

*Ma Sour manel et luiza ,*

*Ma chère binôme, ghardi youcef*

*Toute la promo CMM 2023.*

*Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.*

*Sadallah aymen*

## DEDICACE

*Je tiens à dédie ce travail d'abord :*

*Mes très chers parents, Mouloudji Zohra mamon et Cherif papon  
Votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à  
bien mes études.*

*Je te souhaite une bonne santé et bien-être, que Dieu vous protège*

*A ma seule chère sœur Fatima Zahra*

*Pour leur soutien et leurs vœux de succès, Je te souhaite le meilleur*

*A mes chers frères*

*Yakhelf,*

*Je vous souhaite tout le succès et le bonheur dans votre vie*

*A mes chères amies*

*Spécialement mon amie Abd el wahab sekan et Sofiane Kerbiche*

*A tous mes amie*

*Spécialement Hamza, mohamed makhloufi , ibrahim , hakim , islam ,  
mohamed hamoudi et mounir et aussama*

*Et pour tout la famille ghardi*

*A ma chère binôme sadallah aymen*

*Qui on a partagé tout le travail et la souffrance entre nous*

*A toute la promotion de Génie civil (master 2) 2022.*

*Je vous porte toujours dans mon cœur.*

*Ghardi youcef*

## المخلص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات تسعة طوابق، حددنا ولاية البلدية كموقع له والتي تعد هذه الأخيرة منطقة عالية الزلازل (المنطقة III).

يتم ضمان مقاومة البناية محقق بواسطة تدعيم على شكل (X)، وقد تم التصميم وفق القوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99 version 2003, CCM97)، تمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج: ETABS 2018.

لقد تطرقنا في المشروع الى المحاور التالية:

- التعريف بالمشروع
- الدراسة الابتدائية للعناصر الاساسية للمنشأة
- الدراسة الابتدائية للعناصر الثانوية
- دراسة الاحمال الزلزالية
- دراسة العناصر الأساسية
- دراسة الوصلات
- دراسة الاساسات
- دراسة احمال الزلازل.

# Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+9), avec un plan fictif ce bâtiment positionner dans la wilaya de BLIDA, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité Zone III

La résistance du bâtiment est assurée par des palées de contreventement en X, la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CCM97), l'étude dynamique a été faite par logiciel Etabs 2018

Il abordé les chapitres suivants dans ce projet :

- Présentation de l'ouvrage.
- Prédimensionnements des éléments principaux.
- Prédimensionnements des éléments secondaires.
- Étude dynamique.
- Étude des éléments principaux.
- Étude des assemblages.
- Étude des fondations.
- Étude de neige et vents.

## Abstract

The aim of this study is the design of a steel building of G+9 floors, this project will be built in the wilaya of Blida, classified as a high seismicity zone III according to the RPA99 version 2003.

The dynamic study was done on the program Etabs 2018.

The dimensioning of the resistant elements has been carried out in accordance with the regulations in our country such as: (RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91).

The following chapters were addressed in this project:

- Presentation of the structure.
- Preliminary analysis of the main elements.
- Preliminary analysis of the secondary elements.
- Dynamic study.
- Study of the main elements.
- Study of the assemblies.
- Study of the foundations.
- Study of snow and wind.

# Sommaire

REMERCIEMENTS

DEDIDACE

الملخص

Résumé

Abstract

Liste Des Figures

Liste des Tableaux

LISTE DES ABREVIATION

Introduction Générale ..... 1

## Chapitre I :Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	5
I.2. Les données géométriques .....	5
I.3. Les données de site d'implantation.....	5
I.5. Règlements utiliser .....	6
I.6. Logiciels utilise.....	6
I.7. Matériaux utilise .....	7
I.7.1. L'acier .....	7
I.7.2. Le béton.....	7
I.8. Les éléments de l'ouvrage .....	9
I.8.1. Structure horizontale .....	9
I.8.1.1. Plancher courant .....	9
I.8.1.2. Plancher terrasse .....	9
I.8.2. Structure verticale .....	9
I.9. Les assemblages.....	10
I.10. Le soudage .....	10
I.11. L'escalier .....	11
I.12. Acrotère .....	11
I.13. Maçonneries.....	11
I.14. Revêtements.....	12
I.14.1. Revêtement contre l'humidité et la corrosion .....	12
I.14.2. Revêtement contre le feu.....	13
I.14.3. Carrelage pour les planchers. ....	13

I.15. Conception architecturale .....	13
I.16. Conclusion .....	15

## **Chapitre II :Pré-dimensionnement**

II.1. Evaluation des charges et surcharges .....	17
II.1.1. Plancher terrasse .....	17
II.1.2. Plancher courant.....	17
II.2. Prédimensionnements des planchers .....	17
II.2.1. Méthode de calcul .....	17
II.2.2. Pré dimensionnement des solives .....	18
II.2.2.1. Plancher terrasse.....	19
II.2.2.2. Plancher courant.....	25
II.3. Calcule des connecteurs .....	31
II.4. Pré dimensionnement des poutres .....	33
II.4.1. Poutre principale .....	33
II.4.1.1. Plancher terasse .....	33
II.4.1.2. Plancher corrent .....	39
II.5. Prédimensionnements des poteaux.....	44
II.4.1. Pré dimensionnement de poteaux central .....	46
II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux rive .....	47
II.4.3. Pré-dimensionnement des poteaux angle.....	49
II.5. Conclusion.....	52

## **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

III.1. Escalier métallique .....	54
III.1.1. Introduction .....	54
III.1.2. Choix des dimensions.....	54
III.1.3. Dimensionnement des limons.....	55
III.1.3.1. Evaluation des charges.....	55
III.1.4. Dimensionnement.....	55
III.1.5. Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS .....	56
III.1.6. Vérification du moment fléchissant à l'ELU.....	56
III.1.6.1 Vérification de l'effort tranchant .....	57
III.1.7. Dimensionnement de la cornière de marche.....	57
III.1.7.1. Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS .....	57
III.1.7.2. Vérification du moment fléchissant à l'ELU .....	58

III.1.8. Dimensionnement de la poutre palière .....	58
III.1.8.1. Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS .....	58
III.1.8.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé .....	59
III.1.8.3. Vérification du moment fléchissant à l'ELU .....	59
III.2. Acrotère.....	61
III.2.1. Introduction .....	61
III.2.2. Evaluation des charges .....	61
III.2.3. Calcul des efforts .....	62
III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère.....	63
$A_s \min \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,1/400) = 0,96 \text{ cm}^2$ .....	64
III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 ».....	64
III.2.6. Vérification à L'E.L.S .....	65
III.2.7. Vérification De L'effort Tranchant .....	67
III.2.8. Schéma de Ferrailage d'acrotère .....	67

### **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique**

IV.1. Introduction.....	69
IV.2. Étude sismique .....	69
IV.3. Objectifs de l'étude dynamique.....	69
IV.4. Méthode de calcul .....	69
IV.4.1. La méthode d'analyse modale spectrale .....	69
IV.5. Les conditionnes a vérifié .....	71
IV.6. Vérification de la structure sous l'effet de séisme .....	72
IV.6.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	72
IV.6.1.1. Coefficient d'accélération de zone .....	73
IV.6.1.2. Facteurs d'amplification dynamique moyen D .....	73
IV.6.1.3. Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	73
IV.6.1.4. Le coefficient de comportement R .....	75
IV.6.1.5. Facteurs de qualité Q .....	75
IV.6.1.6 poids total de la structure W .....	76
IV.6.2. L'analyse modale spectrale .....	76
IV.6.2.1. Model 1 .....	79
IV.6.2.2. Model 2 .....	80
IV.6.2.3. Model final .....	81
IV.7. Conclusion .....	90

## Chapitre V : Vérification des éléments

V.1. Introduction .....	92
V.2. Vérification des poteaux.....	93
V.2.1. Method de calcul .....	93
V.2.1.1. Vérification de flambement des poteaux .....	93
V.2.1.2. Vérification vis-à-vis du flambement .....	94
V.2.2. Vérification vis-à-vis du déversement.....	98
V.3. Vérification des poutres principales.....	102
Les Sollicitations : .....	102
V.3.1. Vérification a la flexion simple .....	102
V.3.1.1. Vérification du moment fléchissant.....	102
V.3.1.2. Vérification de L'effort tranchant.....	103
V.3.1.3. Vérification de l'interaction effort tranchant – moment fléchissant.....	103
V.3.2. Vérification au déversement.....	103
V.3.3. Vérification au voilement de l'âme par cisaillement.....	104
V.4. Vérification des contreventements .....	105
V.4.1. Généralités .....	105
V.4.2. Vérifications des contreventements sous une charge de traction .....	108
V.5. Conclusion.....	109

## Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

VI.1. Introduction.....	111
VI.1.1. Classification des assemblages.....	112
VI.1.2. Choix du type d'assemblage .....	113
VI.1.3. Présentation ROBOT.....	114
VI.2. Assemblage poteau-poutre.....	114
VI.2.1. Calcul de la soudure poutre IPE300 .....	115
VI.2.2. Vérification des boulons HR .....	117
VI.2.3. Détermination des efforts dans les boulons.....	119
VI.3. Assemblage poteaux – poutre seconder .....	122
VI.3.1. Vérification des boulons ordinaire .....	123
VI.3.1.1. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement .....	124
VI.3.2. Vérification de la pression diamétrale.....	125
VI.4. Assemblage Poutre - Solive .....	126

VI.4.1. Vérification des boulons ordinaire .....	127
VI.4.1.1 Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement .....	128
VI.4.1.2 Vérification de la pression diamétrale .....	129
VI.4.1.3. Vérification avec logiciel robot structural .....	130
VI.5. Assemblage pied de poteau HEB400.....	131
VI.5.1. Conception .....	132
VI.5.1.1. Tiges .....	133
VI.5.1.2. Fondation .....	133
VI.5.1.3. Verification .....	134
VI.6. Assemblage de continuité Poteau HEB 400-HEB 400 .....	136
VI.6.1. Conception .....	136
VI.6.2 Assemblage de continuité Poteau poteau .....	136
VI.6.3. Boulons.....	137
VI.6.4. Verification.....	137
VI.7. Assemblage pied de poteau-contreventement.....	139
VI.7.1. Conception .....	139
VI.7.2. Tiges/Boulons.....	141
VI.7.3. Fondation.....	141
VI.7.4. Vérification.....	142
VI.8. Assemblage contreventement gousser .....	146
VI.8.1. Géométrie .....	147
VI.8.2. Boulons.....	147
VI.8.3. Gousset .....	147
VI.8.4. Coefficients de matériau.....	147
VI.8.5. Efforts.....	148
VI.9. Conclusion .....	148

## **Chapitre VII : Fondations**

VII.1. Introduction .....	150
VII.2. Caractéristiques du sol.....	150
VII.3. Choix du type de fondation .....	150
VII.4. Semelles isolées .....	150
VII.5. Semelles filantes .....	151

## CHAPITRE VIII : NEIGE ET VENT

VIII.1. Introduction .....	159
VIII.2. Etude de neige .....	159
VIII.2.1. Introduction .....	159
VIII.2.2. Calcul des charges de neige .....	160
VIII.2.3. Conclusion .....	160
VIII.3. Effet du vent .....	161
VIII.3.1. Introduction .....	161
VIII.3.2. Hypothèses de calcul .....	161
VIII.3.3. Données relatives au site .....	162
VIII.3.4. Pression dynamique de pointe .....	163
VIII.3.5. Calcul de la pression due au vent .....	165
VIII.3.5.1. Détermination de la pression dynamique.....	166
VIII.3.6. Action d'ensemble.....	178
VIII.4. Conclusion.....	179
Conclusion Générale.....	180
Références bibliographiques	
Annexes	

## Liste Des Figures

Figure I. 1: Localisation du site du projet. ....	6
Figure I. 2: Diagramme contrainte déformation de l'acier. ....	7
Figure I. 3: Exemple de coffrage en béton armé. ....	8
Figure I. 4: Diagramme contrainte déformation de béton. ....	8
Figure I. 5: Constitution d'un plancher collaborant. ....	9
Figure I. 6: Assemblage boulonner. ....	10
Figure I. 7: La soudure de l'élément. ....	10
Figure I. 8: Escalier métallique. ....	11
Figure I. 9: Acrotère. ....	11
Figure I. 10: Mur en maçonnerie. ....	11
Figure I. 11: Céramique pour les murs de cuisines. ....	13
Figure I. 12: Vu en plan de tous les étages. ....	13
Figure I. 13: Coup A-A. ....	14
Figure I. 14: Coupe B-B. ....	14
Figure I. 15: Façade principale. ....	15
Figure II. 1: Schéma des solives. ....	18
Figure II. 2: Largeur de la dalle effective. ....	23
Figure II. 3: Largeur de la dalle effective. ....	29
Figure III. 1: Constituant d'un escalier. ....	54
Figure III. 2: Vue en plan et schéma statique de l'escalier. ....	55
Figure III. 3: Charges revenant au limon. ....	56
Figure III. 4: Disposition des cornières. ....	57
Figure III. 5: Charges repris par la cornière. ....	58
Figure III. 6: Schéma statique de la poutre palière. ....	58
Figure III. 7: Schéma de l'acrotère. ....	61
Figure III. 8: Diagrammes des efforts à L'ELU. ....	63
Figure III. 9: Section de calcul de l'acrotère. ....	63
Figure III. 10: Distance de l'axe neutre. ....	65
Figure III. 11: Disposition des armatures dans l'acrotère. ....	67

Figure III. 12: Ferrailage de l'acrotère. ....	67
Figure IV. 1: Structure auto stable. ....	78
Figure IV. 2: Model 3d. ....	82
Figure V. 1: Facteurs de distribution pour poteaux continus. ....	95
Figure V. 2: Schéma statique de la poutre principale. ....	102
Figure V. 3: Types de systèmes de contreventement. ....	106
Figure V. 4: Contreventement extérieur sur la ligne 2 sens x-x. ....	106
Figure V. 5: Contreventement extérieur sur la ligne 5 sens x-x. ....	107
Figure V. 6: Contreventement extérieur sur la ligne A sens y-y. ....	107
Figure V. 7: Contreventement extérieur sur la ligne J sens y-y. ....	108
Figure VI. 1: Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison. [6]. ....	113
Figure VI. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre. ....	114
Figure VII. 1: Semelles isolée sous poteaux. ....	150
Figure VII. 2: Semelles filantes. ....	151
Figure VII. 3: Les charges appliquées. ....	154
Figure VII. 4: Diagramme de l'effort tranchant. ....	154
Figure VII. 5: Diagramme des moments fléchissant. ....	155
Figure VII. 6: Ferrailage de nervurée et la semelle filante. ....	157
Figure VII. 7: Ferrailage de la semelle filante. ....	157
Figure VIII. 1: Action au site. ....	162
Figure VIII. 2: Hauteur de référence $Z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique. .....	163
Figure VIII. 3: Légende pour les parois verticales. ....	166
Figure VIII. 4: Légende pour les parois verticales. ....	167
Figure VIII. 5: Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales. ....	167
Figure VIII. 6: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1). ....	168

Figure VIII. 7: Légende pour les toitures plates. ....	169
Figure VIII. 8: Coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominante. .....	170
Figure VIII. 9: Légende pour la paroi verticale (V2). ....	173
Figure VIII. 10: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V2). ....	174
Figure VIII. 11: Légende pour les toitures plates (V2).....	174
Figure VIII. 13: Légende pour les toitures plates. ....	175
Figure VIII. 14: Coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominante. .....	176

## Liste des Tableaux

Tableau II. 1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible .....	17
Tableau II. 2: Charge permanente d'un plancher courant .....	17
Tableau II. 3: Caractéristique du profile IPE 140 .....	19
Tableau II. 4: Tableaux des surfaces .....	44
Tableau II. 5: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité.....	45
Tableau II. 6: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression) .....	45
Tableau II. 7: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	46
Tableau II. 8: Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	48
Tableau II. 9: La charge d'exploitation sur le poteau rive (loi de dégression) .....	48
Tableau II. 10: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	49
Tableau II. 11: Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	49
Tableau II. 12: La charge d'exploitation sur le poteau rive (loi de dégression) .....	50
Tableau II. 13: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	50
Tableau II. 14: Les vérifications du flambement pour poteau central .....	52
Tableau IV. 1: Coefficient d'accélération en fonction de la zone .....	73
Tableau IV. 2: Périodes caractéristique associée à la catégorie du site .....	74
Tableau IV. 3: Choix de la période de calcul .....	74
Tableau IV. 4: Facteurs de qualité .....	76
Tableau IV. 5: Présentation des éléments de structure .....	78
Tableau IV. 6: Les périodes et les facteurs de participation massique du model .....	79
Tableau IV. 7: Présentation des éléments de la structure .....	83
Tableau IV. 8: Les périodes et les facteurs de participation massique du model .....	85
Tableau IV. 9: Les forces sismiques suivant les deux sens .....	87
Tableau IV. 10: Vérification de l'effort tranchant à la base .....	87
Tableau IV. 11: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X .....	88
Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y .....	88
Tableau IV. 13: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axes X-X .....	89
Tableau IV. 14: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axes Y-Y .....	89
Tableau V. 1: Caractéristiques de profilé HEB400 .....	95
Tableau V. 2: Efforts internes des poteaux sous <i>N<sub>max</sub></i> pour chaque niveau.....	99

Tableau V. 3: Vérifications au flambement par flexion .....	99
Tableau V. 4: Efforts internes des poteaux sous <b><i>Mysdmax</i></b> pour chaque niveau .....	100
Tableau V. 5: Vérifications au flambement par flexion .....	100
Tableau V. 6: Efforts internes des poteaux sous <b><i>Mzsdmax</i></b> pour chaque niveau.....	101
Tableau V. 7: Vérifications au flambement par flexion .....	101
Tableau V. 8: Choix final des poteaux .....	101
Tableau VII. 1: Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16.....	109
Tableau VII. 2: Surface des semelles fillants –sens y-y .....	152
Tableau VII. 3: Caractéristique de la semelle de file E .....	152
Tableau VII. 4: Ferrailage sur appuis. ....	155
Tableau VII. 5: Vérification des contraintes.....	156
Tableau VII. 6: Ferrailage des armatures transversales.....	157
Tableau VIII. 1: Définition catégorie de terrain .....	162
Tableau VIII. 2: Coefficient de rugosité (V1) [7].....	163
Tableau VIII. 3: Coefficient topographique (V1) [7] .....	164
Tableau VIII. 4: Coefficient Intensité de turbulence (V1) [7].....	164
Tableau VIII. 5: Coefficient d'exposition.....	164
Tableau VIII. 6: Valeur de pression dynamique de point qp (V1) .....	164
Tableau VIII. 7: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant .....	165
Tableau VIII. 8: Valeurs des surfaces pour la face dominante.....	165
Tableau VIII. 9: Surface des zones en m <sup>2</sup> .....	167
Tableau VIII. 10: Valeurs Cpe pour les parois verticales.....	167
Tableau VIII. 11: Surfaces des Zones en m <sup>2</sup> .....	168
Tableau VIII. 12: Valeur Cpe pour la toiture.....	168
Tableau VIII. 13: Les valeurs de pression W (zj) sens (V1) .....	170
Tableau VIII. 14: Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V1).....	171
Tableau VIII. 15: Coefficient de rugosité (V2) .....	171
Tableau VIII. 16: Coefficient topographique [7].....	172
Tableau VIII. 17: Coefficient Intensité de turbulence (V2).....	172
Tableau VIII. 18: Coefficient d'exposition (V2) .....	172
Tableau VIII. 19: Tableau Récapitulatif (V2) .....	172
Tableau VIII. 20: Surface des zones en m <sup>2</sup> .....	173

Tableau VIII. 21: Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire .....	173
Tableau VIII. 22: Surfaces des Zones en m <sup>2</sup> .....	175
Tableau VIII. 23: Valeur Cpe pour la toiture.....	175
Tableau VIII. 24: Les valeurs de pression W (zj) sens (V2) .....	177
Tableau VIII. 25: Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V2).....	177
Tableau VIII. 26: Force d'application d'ensemble direction V1 .....	178
Tableau VIII. 27: Force d'application d'ensemble direction V2.....	178

## LISTE DES ABREVIATION

- A : Section brute d'une pièce
- $A_{net}$  : Section nette d'une pièce
- $A_w$  : Section de l'âme
- $A_v$  : Aire de cisaillement
- $C_t$  : Coefficient de topographie
- $C_r$  : Coefficient de rugosité
- $C_{p,net}$  : Coefficient de pression nette
- $C_e$  : Coefficient d'exposition
- $C_d$  : Coefficient dynamique
- K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre
- $K_0$  : Coefficient de flambement
- K Facteur de déformée modale
- $M_{rd}$  : Moment résistant.
- $M_{ply}$  : Moment plastique.
- $M_{cr}$  : Moment critique.
- $M_{b,rd}$  : Valeur de calcul de la résistance au déversement.
- $N_{pl,rd}$  : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,rd}$  : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.
- $N_{t,sd}$  : Effort normal de traction.
- $N_{c,sd}$  : Effort normal de compression.
- $N_{pl}$  : Effort normal plastique.
- $N_{c,rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- W : Poids total de la structure.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : Surface.
- S : Charge de la neige.
- $V_{sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl,rd}$  : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
- $V_{ref}$  : Vitesse de référence du vent.
- W : Pression aérodynamique.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

$W_{el}$  : Module de résistance élastique.

$f_u$  : Résistance à la traction.

$l$  : Longueur d'une pièce.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$r$  : Rayon d'une section circulaire.

$t$  : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).

$t_w$  : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).

$Z$  : Hauteur au-dessus du sol.

$z_0$  : Paramètre de rugosité.

$z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

$\chi$ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta_w$ : Facteur de corrélation.

$\beta_M$ : Facteur de moment uniforme équivalent.

$\beta_j$ : Coefficient relatif à la liaison.

$\gamma_M$ : Coefficient de sécurité.

$\lambda$ : Élancement.

$\lambda_{LT}$ : Élancement de déversement.

$\alpha$ : Facteur d'imperfection.

$\varnothing$  : Rotation.

$\varnothing_{LT}$  : Rotation de déversement.

$\eta$ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$ : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\zeta_a$ : Contrainte de l'acier.

$\zeta_b$ : Contrainte du béton.

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismique  $F_i$ .

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$\mu$ : Coefficient de forme de la charge de neige.

# **Introduction Générale**

## Introduction Générale

---

L'Algérie est située dans une zone sismique à risque élevé, ce qui met en danger la stabilité des bâtiments et la vie des habitants, comme l'ont déjà connu les villes de Boumerdes et d'autres dans le pays. La construction de maisons résistantes aux tremblements de terre, aux vents, aux éruptions volcaniques, aux tsunamis et aux fortes vagues est primordiale pour assurer la sécurité des habitants. En effet, les tremblements de terre et les vents sont les principales causes de l'effondrement des bâtiments en Algérie, ce qui rend indispensable l'intervention des professionnels du bâtiment pour renforcer leur résistance et garantir leur durabilité.

L'ingénieur civil joue un rôle crucial dans la protection de la vie humaine en garantissant la stabilité et la résistance des bâtiments face aux risques potentiels tels que les tremblements de terre, les vents violents ou les catastrophes naturelles. Bien qu'il soit impossible d'empêcher complètement l'effondrement d'un bâtiment, l'ingénieur civil travaille pour offrir aux occupants suffisamment de temps pour évacuer le bâtiment en toute sécurité. Grâce à son expertise technique et à ses compétences en mathématiques, l'ingénieur civil peut assurer la stabilité structurelle et la résistance des bâtiments pour garantir la sécurité des occupants.

Dans notre mémoire, nous allons étudier un bâtiment en acier de neuf étages (R + 9). Bien que la plupart des constructions en Algérie soient principalement en béton ou en acier, nous avons choisi d'étudier spécifiquement un bâtiment en acier afin d'approfondir nos connaissances et compétences dans ce domaine. Nous allons examiner les avantages et les inconvénients de l'utilisation de l'acier dans la construction de bâtiments.

### **Avantages :**

Le bâtiment en acier offre de nombreux avantages :

L'atelier permet une grande précision et une vitesse d'assemblage accrue sur le site de construction.

Les éléments du bâtiment sont facilement transférables, même pour l'exportation.

Grâce à sa ductilité, l'acier offre une bonne résistance aux forces sismiques.

Il est possible de construire des bâtiments en acier pour des hauteurs très élevées.

En cas de changement dans les plans de construction, le bâtiment peut être rapidement et facilement démonté et transporté.

## Introduction Générale

---

### **Inconvénients :**

L'utilisation de l'acier présente deux inconvénients majeurs :

Sa sensibilité à la corrosion et sa faible résistance au feu. En effet, l'acier peut perdre sa résistance structurelle et s'effondrer rapidement sous une température relativement élevée.

Le coût élevé par rapport au béton.

### **Le bâtiment contient :**

La partie supérieure de la structure correspond à tout ce qui se trouve au-dessus du niveau 00.00.

La partie inférieure correspond aux fondations situées sous le niveau 00 :00.

Afin d'assurer la stabilité du bâtiment, il est nécessaire de calculer et de vérifier correctement toutes les charges qui y sont exposées.

Conclusion :

En résumé, cette introduction permet d'avoir une première idée sur la suite de ce mémoire et de comprendre le rôle important joué par l'ingénieur civil dans l'ensemble des travaux abordés.

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

### **I.1. Introduction**

Le projet de fin d'étude a pour objectif d'étudier et de dimensionner un bâtiment métallique résidentiel de 9 étages. Tous les éléments sont en acier, à l'exception des planchers qui sont mixtes, et les fondations qui sont en béton armé. On suppose que l'ouvrage est situé à la Daïra de Chiffa, dans la Wilaya de Blida. La structure a une surface de 392.2 m<sup>2</sup>, mesure 14.8 m de largeur et 26.5 m de longueur.

### **I.2. Les données géométriques**

Le bâtiment présente les dimensions suivantes :

La hauteur totale de la structure est de 30,60 mètres.

La longueur de la structure est de 26,5 mètres (notée L1).

La largeur de la structure est de 14,6 mètres (notée L2).

La hauteur d'un étage est de 3,06 mètres (notée h).

### **I.3. Les données de site d'implantation**

On suppose que le projet est situé dans une zone plate de la Daïra de Chiffa, dans la wilaya de Blida.

- L'altitude du site est de 300 mètres.
- La zone de neige est classée A.
- La zone de vent est classée I.
- La zone sismique est classée III.
- La contrainte admissible est de 2 bars.
- Le bâtiment est destiné à un usage de groupe 2.
- La contrainte du sol est de 1,8 bars (sol meuble).



**Figure I. 1:** Localisation du site du projet.

### **I.4. Conception structurelle**

La conception de ce bâtiment industriel a été élaborée en respectant les critères suivants :

La recherche d'économie dans la conception.

La prise en compte de la faisabilité de la réalisation.

La garantie de la stabilité de la structure.

La résistance aux phénomènes d'instabilité.

### **I.5. Règlements utiliser**

Les règlements utilisés pour le dimensionnement de cette structure sont les suivants :

**CCM 97** : Règlement algérienne de calcul des constructions métalliques.

**Eurocode 3** : Règlement européen de calcul des constructions métalliques.

**DTR BC.2.2** : Règlement de calcul des charges et surcharge.

**RPA 99 V 2003** : Règles parasismiques algériennes.

**BAEL 91** : Règlement de calcul des constructions en béton armé.

**RNV99-V2013** : Règlement de calcul des charges de vents et de neige.

**Eurocode 4** : Règlement de calcul des éléments mixtes pour le calcul des planchers collaborant.

### **I.6. Logiciels utilise**

On a utilisé les logiciels suivants pour la conception de la structure :

**Robot 2018** : pour la modélisation de la structure

**ETABS 2018** : pour la modélisation de la structure

**AutoCAD** : pour la réalisation des dessins.

### **I.7. Matériaux utilisés**

#### **I.7.1. L'acier**

L'acier utilisé est de la nuance : FEE 400.

La limite élastique de l'acier est de :  $f_y = 275 \text{ MPa}$ .

La résistance à la traction de l'acier est de :  $f_u = 360 \text{ MPa}$ .

La masse volumique de l'acier est de :  $\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$ .

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est de :  $E = 210\,000 \text{ MPa}$ .

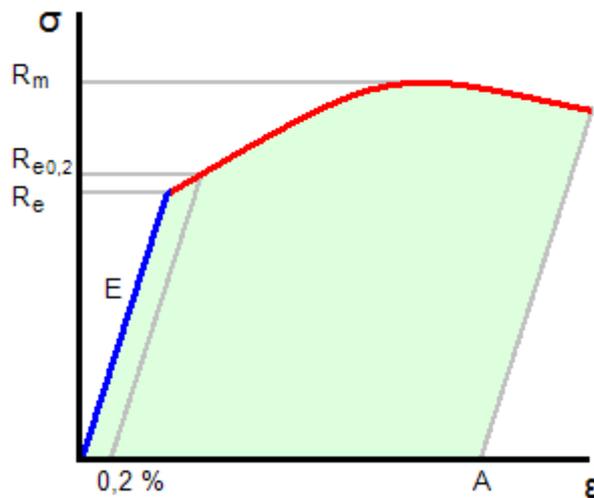
Le module d'élasticité transversale de l'acier est de :  $G = 84\,000 \text{ MPa}$ .

Le coefficient de Poisson de l'acier est de :  $\nu = 0,3$ .

Pour le ferrailage des planchers, des treillis soudés de type HA, avec les caractéristiques suivantes :

Module d'élasticité longitudinal :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ .

Contrainte limite d'élasticité :  $FEE = 500 \text{ N/mm}^2$ .



**Figure I. 2:** Diagramme contrainte déformation de l'acier.

#### **I.7.2. Le béton**

Le béton utilisé dans ce projet est un mélange de ciment, sable, granulat et eau, dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$ . Sa composition doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et du RPA99 version 2003. La résistance caractéristique du béton doit être de  $25 \text{ MPa}$  et sera déterminée en laboratoire.



**Figure I. 3:** Exemple de coffrage en béton armé.

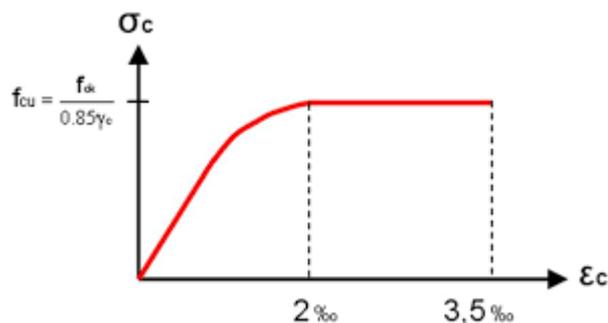
Le béton est un mélange de ciment, sable, granulat et d'eau, dosé à 400 kg/m<sup>3</sup>.

La résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ , est de 25 MPa. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits d'évolution de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

La résistance caractéristique à la traction, notée  $f_{t28}$ , est de 2,1 MPa. Elle est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression par la formule  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$ .

Le poids volumique du béton est de 25 kN/m<sup>3</sup>.

Le module d'élasticité du béton, noté  $E$ , est de 14 000 MPa.



**Figure I. 4:** Diagramme contrainte déformation de béton.

### **I.8. Les éléments de l'ouvrage**

Sont les suivants :

#### **I.8.1. Structure horizontale**

La structure horizontale comprend les planchers courants et le plancher terrasse.

##### **I.8.1.1. Plancher courant**

Pour les planchers courants, il a été choisi des planchers mixtes à dalle collaborant. La composition de ces planchers est la suivante :

Les bacs en acier utilisés sont de type HIBON 55 – 800.

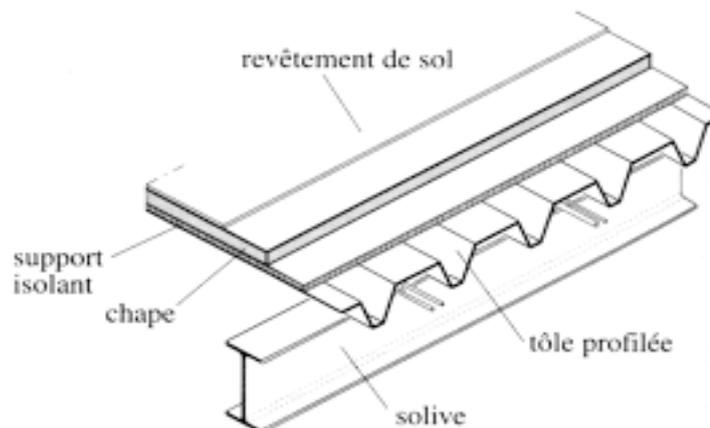
L'épaisseur totale de la dalle, y compris la tôle, est de 12 cm.

Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

##### **I.8.1.2. Plancher terrasse**

Le plancher terrasse est identique aux planchers courants, mais avec des couches supplémentaires pour la partie supérieure, comprenant notamment une étanchéité, une couche de gravillon et une forme de pont.



**Figure I. 5:** Constitution d'un plancher collaborant.

#### **I.8.2. Structure verticale**

La superstructure est principalement constituée de murs en maçonnerie non porteurs d'une épaisseur de 20 cm dans tous les étages. La stabilité de l'ouvrage est assurée par des portiques auto-stables ductiles sur 4 travées avec des poteaux encastres en pied dans la direction

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

transversale, et des portiques ductiles avec poteaux encastres en pied et des palées en X dans la direction longitudinale.

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure bien déterminé. Il sert de liant entre les deux pièces à assembler.

### **I.9. Les assemblages**



**Figure I. 6:** Assemblage boulonner.

Les assemblages sont les éléments qui permettent de connecter les différentes parties de la structure de l'ouvrage. Les deux principaux moyens d'assemblage utilisés dans la construction métallique sont le boulonnage et le soudage.

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique en raison de sa facilité de travail, des possibilités de réglage et de la rapidité de montage et de démontage. Les boulons ordinaires de classe (6-6) ont une résistance nominale de 3500 kg/cm<sup>2</sup>, tandis que les boulons à haute résistance type HR 8.8 et 10.9 ont une résistance respective de 6400 kg/cm<sup>2</sup> et de 9000 kg/cm<sup>2</sup>. Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance, et sont utilisés pour les assemblages articulés poteaux contreventement.

### **I.10. Le soudage**



**Figure I. 7:** La soudure de l'élément.

- Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure bien déterminé. Il sert de liant entre les deux pièces à assembler.

### I.11. L'escalier



**Figure I. 8:** Escalier métallique.

L'ossature est composée d'une seule cage d'escalier métallique qui relie tous les différents Étages, Ces escaliers comportent deux volées avec des paliers de repos.

### I.12. Acrotère



**Figure I. 9:** Acrotère.

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 55cm.

### I.13. Maçonneries



**Figure I. 10:** Mur en maçonnerie.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

Pour la construction des murs extérieurs, une cloison de briques creuses d'une épaisseur de 12 cm sera mise en place, avec une lame d'air de 5 cm pour une meilleure isolation thermique. Les murs de séparation intérieurs seront également réalisés en briques creuses, mais d'une épaisseur de 10 cm avec une lame d'air de 5 cm.

En ce qui concerne les revêtements, le plâtre sera utilisé pour les cloisons intérieures, tandis que le Placoplatre sera utilisé pour les plafonds. Ces matériaux offrent une finition lisse et uniforme, facile à peindre ou à décorer selon les préférences du client.



### **I.14. Revêtements.**

- revêtement contre l'humidité et la corrosion pour l'acier.



### **I.14.1. Revêtement contre l'humidité et la corrosion**

- revêtement contre le feu pour l'acier



### I.14.2. Revêtement contre le feu.

- Carrelage pour les planchers.



### I.14.3. Carrelage pour les planchers.

- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau sur une hauteur de 1,50 m



Figure I. 11: Céramique pour les murs de cuisines.

### I.15. Conception architecturale

La construction est de forme rectangulaire composée d'un riz-de-chaussée et 9 étages.

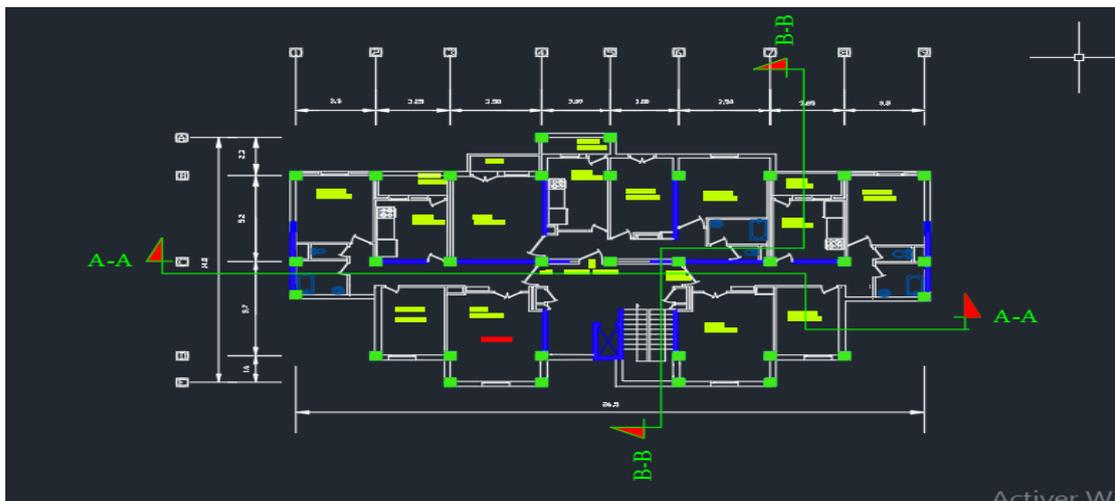


Figure I. 12: Vu en plane de tous les étages.

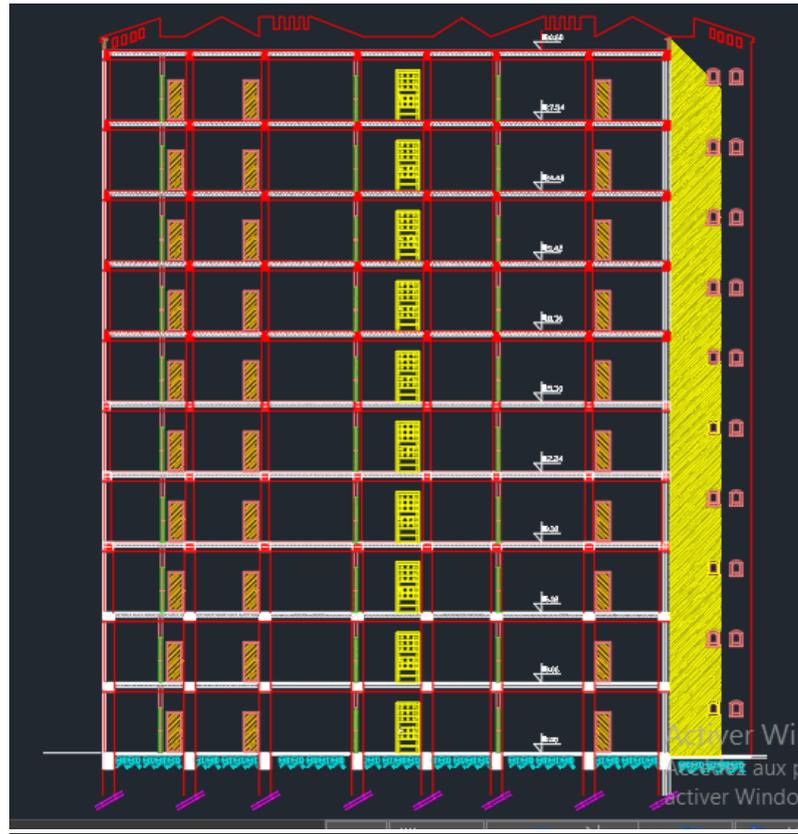


Figure I. 13: Coup A-A.

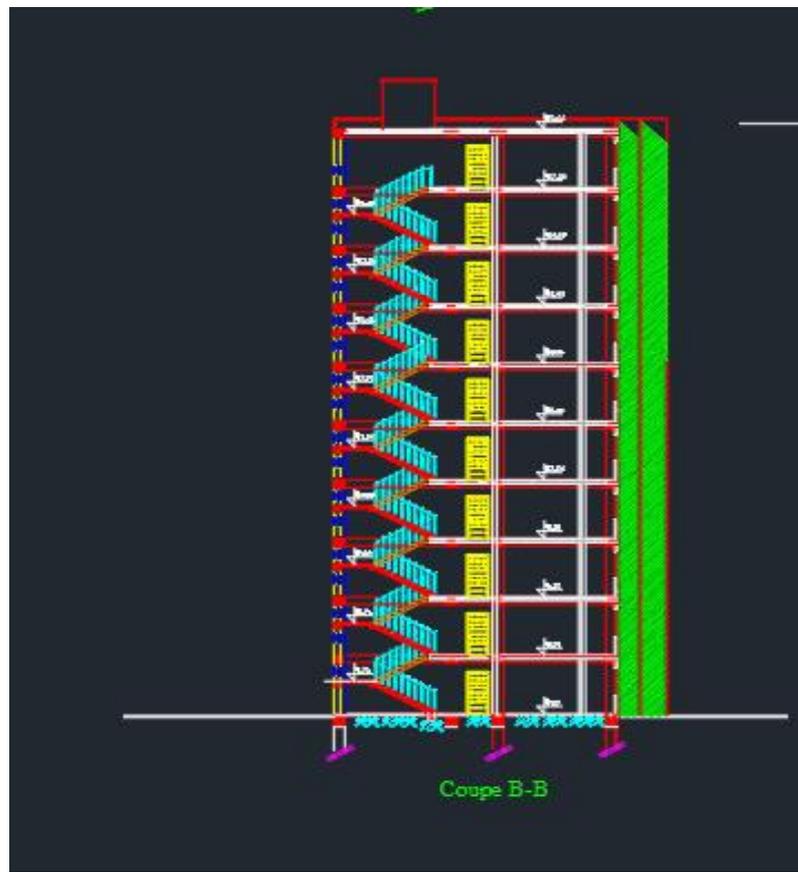
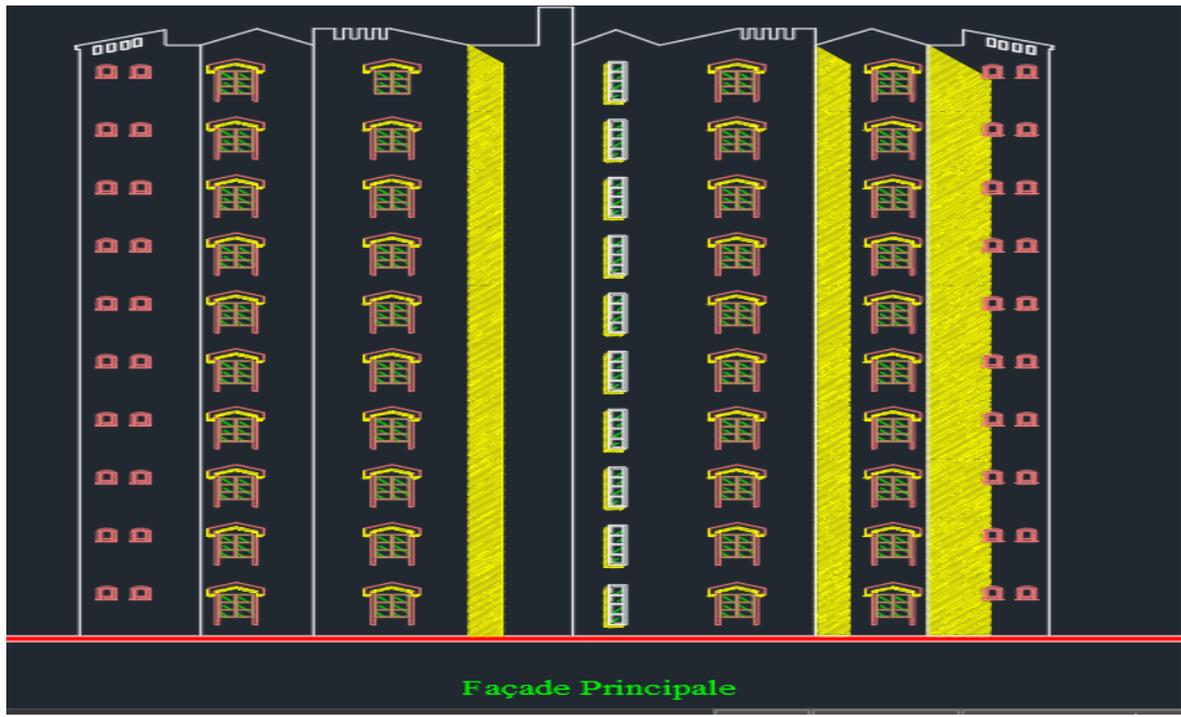


Figure I. 14: Coupe B-B.



**Figure I. 15:** Façade principale.

### **I.16. Conclusion**

Après avoir pris connaissance du contenu du bâtiment, nous pouvons maintenant procéder à l'identification des types de charges qui ont été appliquées sur celui-ci. Ensuite, il faudra approfondir les calculs liés à la résistance des matériaux, des éléments de construction ainsi que la vérification de la stabilité du bâtiment.

# **Chapitre II**

## **Pré-dimensionnement**

### II.1. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui affectent la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### II.1.1. Plancher terrasse

- **Charges permanentes :**

**Tableau II. 1:** Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G(KN/m <sup>2</sup> )
• Etanchéité multicouches	0.12
• Forme de pente (e=5cm)	1.1
• Isolation thermique	0.16
• Dalle en béton armé (e=12cm)	2.33
• Bac d'acier (HIBON 55)	0.15
• Faux plafond	0.2
• Protection en gravillon	0.85
➤ Total	4.91

- **Charges d'exploitation (Q<sub>terras</sub>) = 1 (KN/m<sup>2</sup>) usage d'habitation.**

#### II.1.2. Plancher courant

- **Charge permanentes :**

**Tableau II. 2:** Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G(KN/m <sup>2</sup> )
• Dalle de sol	0.5
• Mortier de pose	0.4
• Cloisonnement	1
• Dalle en béton armé (e=12cm)	2.33
• Bac d'acier (HIBON 55)	0.15
• Faux plafond	0.2
➤ Total	4.58

- **Charges d'exploitation (Q<sub>courant</sub>) = 1.5 KN/m<sup>2</sup> → usage habitation**

### II.2. Prédimensionnements des planchers

#### II.2.1. Méthode de calcul

Le calcul d'un plancher collaborant se déroule en deux phases distinctes :

- Phase de construction
- Phase finale

### Phase de construction :

Au cours de cette phase, le profilé en acier travaille seul et les charges à considérer sont :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction due aux ouvriers, qui est de  $0,75 \text{ KN/m}^2$ .

### Phase finale :

Une fois que le béton a durci, la section mixte composée du profilé et de la dalle travaille ensemble. Les charges à considérer à cette étape sont les suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton sec
- La surcharge d'exploitation
- Les finitions.

### II.2.2. Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutres en forme de IPE qui fonctionnent en flexion simple. La distance entre chaque solive est souvent déterminée par des règles empiriques de prédimensionnement.

La solive la plus sollicitée est celle qui a une portée de  $L=3,25 \text{ m}$  avec un espacement de  $1,14 \text{ m}$ .

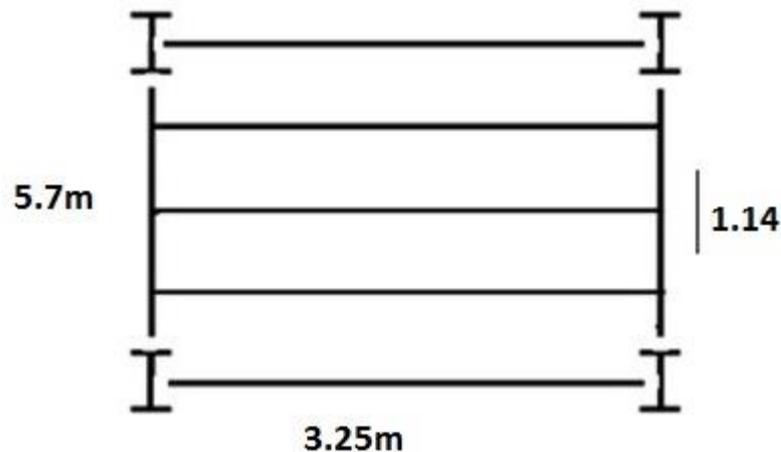


Figure II. 1: Schéma des solives.

**II.2.2.1. Plancher terrasse**

La solive plus sollicitée à une portée de 3.25 m et un espacement de 1,14m

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

Avec :

**H** : la hauteur de profilé.

**L** : la longueur de la solive

Lors de bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé ami-travée

Donc : **L= 3.25m**

$$\frac{3250}{25} = 130 \text{ mm} < h < \frac{3250}{15} = 216.66 \text{ mm}$$

**Tableau II. 3:** Caractéristique du profile IPE 140

Poids G Kg/m	Section A cm <sup>2</sup>	Dimensions			Caractéristiques					
		H mm	B mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sup>pl-y</sup> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
12.9	16.43	140	73	6.9	4,7	541.2	44.92	88.34	5.74	1,65

c) La classe de la section transversale

$$\text{En a } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

La semelle

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

$$C = b/2 - (t_w/2) = (73/2) - (4.7/2) = 34.15\text{mm}$$

$$t_f = 6.9\text{mm}$$

$$c/t_f = 4.95 \leq 10\varepsilon = 9.2 \text{ donc la semelle de classe 1}$$

Ame fléchie

$$d = h - (2 * t_f) = 140 - (2 * 6.9) = 126.2\text{mm}$$

$$t_w = 4.7\text{mm}$$

$$d/t_w = 26.85\text{mm} \leq 72\varepsilon = 72 * 0.92 = 66.24 \text{ donc lame de classe 1}$$

Forcément le profiler est de classe 1.

**a. Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

- Poids propre du béton frais .....  $G_b = 2,33 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier... .....  $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)... .....  $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids P du profile (IPE140) .....  $g_p = 0,129 \text{ KN/m}^2$

### 1. Combinaison des charges :

#### ➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,129 + (2,33 + 0,15) \times 1,14) + 1,5 \times 0,75 \times 1,14$$

$$q_u = 5,7 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_b + G_{bac}) \times e + Q_c \times e$$

$$q_s = 0,129 + (0,15 + 2,33) \times 1,14 + 0,75 \times 1,14$$

$$q_s = 3,811 \text{ KN/m}$$

### 2. Vérifications :

#### 2.1. Moment fléchissant :

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$M_{max}$  : le moment appliqué.

$$\gamma = 1$$

$$F_y = 275 \text{ Mpa}$$

#### • Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,7 \times 3,25^2}{8} = 7,526 \text{ KN.m}$$

#### • Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{88,34 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 24,294 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 24,294 > M_{sd} = 7,526 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**2.2. L'effort tranchant :**

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$V_{pl,Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 1643 - 2 \times 73 \times 6,9 + (4,7 + 2 \times 7) \times 6,9 = 764,63 \text{ mm}^2$$

Donc :

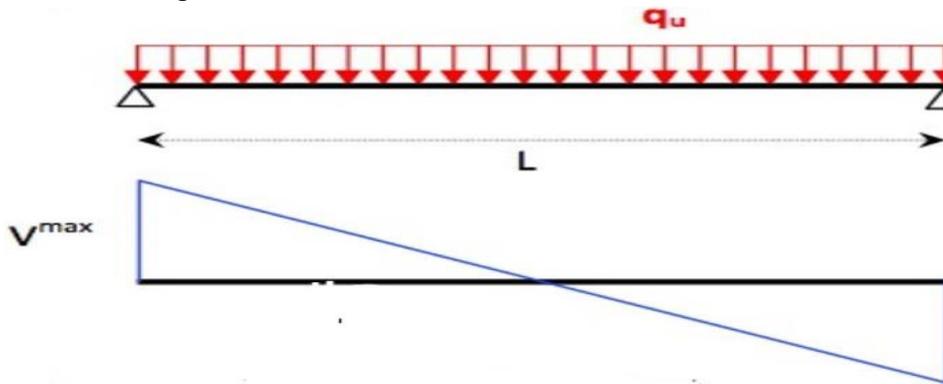
$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 764,63 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 121,4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{5,7 \times 3,25}{2} = 9,263 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow 121,4 \text{ KN} > 9,265 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 60,7 \text{ KN} > V_{sd}$$

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



**2.3. Vérification de la rigidité :**

$$f_{MAX} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Avec :

$$q_{ser} = 3,811 \text{ KN/ml} \quad L = 3,25 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3,811 \times 3,25^4}{384 \times 2,1 \times 541,2 \times 10^{-8} \times 10^5} = 4,87 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3250}{250} = 13 \text{ mm}$$

$$F_{MAX} = 4.87 \text{ mm} \leq \bar{f} = 13 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**2.4. Vérification de déversement :**

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{brd} = \frac{X_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\left( \phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2} \right)}$$

Avec :

$\beta_w$  : 1 (Section de classe I)

$\gamma_{m1}$  : 1,1

$M_{brd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/IZ}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/IZ}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{C_1}} \quad \text{avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{3250/16.5}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3250/16.5}{140/6.9} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1.132}} = 119.75$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} \quad \text{avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_{LT} = \frac{119.75}{93.9 \times 0.92} = 1.386 > 0.4 \Rightarrow \text{il y a un risque de diversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 1,57$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1.386 - 0,2) + 1.386^2] = 1.585$$

Avec :

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection = 0,21

$$X_{lt} = \frac{1}{(1.58 + \sqrt{1.58^2 - 1.386^2})} = 0.428$$

$$M_b \cdot R_d = \frac{0.428 \times 88.34 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 9.452 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = 7.526 \text{ KN} \cdot \text{m} / \text{m} < M_b \cdot R_d = 9.542 \text{ KN/m}$$

➤ Donc la condition de diversement est vérifiée

**b. Phase finale :**

- Poids P du profile (IPE140).....  $g_p = 0,129 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente .....  $G_t = 4.91 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

**1. Combinaison des charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1,5 \times Q_C \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,129 + (4,91 \times 1,14)) + 1 \times 1,5 \times 1,14$$

$$q_u = 10.039 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

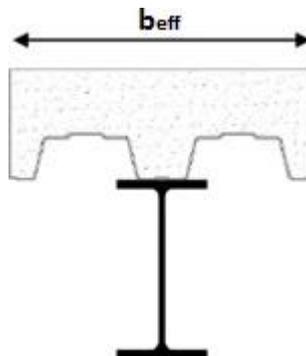
$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0,129 + (4,91 + 1) \times 1,14$$

$$q_s = 6.87 \text{ KN/m}$$

**2. Largeur de la dalle :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$



**Figure II. 2:** Largeur de la dalle effective.

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 = 2 \times 3,25/8 = 0,813\text{m} \\ b = 1,14 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 0.813$$

• **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times hc = 0.57 \times 25 \times 0.813 \times 95 \times 10^{-3} = 1100.599 \text{ KN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3} = 428.45 \text{ KN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{Pl,rd} = R_{acier} \left[ \frac{h_0}{2} + hc + hp - \left( \frac{R_{acier} \cdot hc}{2R_{beton}} \right) \right]$$

### 3. Vérifications :

#### 3.1. Vérification de la flexion :

$$M_{plrd} = 428.45 \times 10^{-3} \times \left( \frac{120}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{428.45 \times 95}{2 \times 1100.6} \right) \right)$$

$$M_{plrd} = 82.05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = (qu \cdot l^2) / 8$$

$$M_{sd} = (10.039 \cdot (3.25^2)) / 8 \longrightarrow M_{sd} = 13.25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Donc  $M_{sd} = 13.25 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{Pl, rd} = 82.05 \text{ KN} \cdot \text{m}$  donc le moment fléchissant vérifie

#### 3.2. Vérifications d'effort tranchant :

$$V_{sd} = qu \cdot l / 2 = ((10.039 \cdot 3.25) / 2)$$

$$V_{sd} = 16.31 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \longrightarrow V_{pl,Rd} = \frac{764.63 \cdot 275}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3}$$

$$V_{pl,Rd} = 121.40 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 16.26 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 121.40 \text{ KN} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

#### 3.3. Vérification de l'interaction :

$$V_{sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = 16.31 \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot 121.40 = 60.7 \text{ KN} \quad \text{donc l'interaction est vérifiée.}$$

#### 3.4. Vérifications de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_S \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + f_{\text{initial}} \longrightarrow f = \frac{5 \cdot 6.87 \cdot 3250^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 541.2 \cdot 10^4} + 4.87$$

$$f = 13.65 \text{ mm} > f_{\text{admi}} = L / 250 = 3250 / 250 = 13 \text{ mm} \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

---

On augmente le profile et choisie IPE160

La flèche et la résistance et le diversement initial son vérifie et la résistance de la phase finale aussi vérifie avec le profiler IPE140 donc forcément vérifie avec l IPE 160

Donc en vas revérifie seulement la flèche dans la phase finale

**Recalculer la flèche finale :**

En a l'inertie de l IPE160 =  $I_y = 869 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + f_{\text{initial}} \leq f_{\text{admi}} = L/250$$

$$f = \frac{5 \cdot 6.87 \cdot 3250^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 869 \cdot 10^4} + 4.87 = 10.33 \text{ mm} \leq 3250/250 = 13 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée avec le profilé IPE160, et le déversement ne se produit pas dans la phase finale car la dalle assure un maintien latéral.

### II.2.2.2. Plancher courant

#### a. Phase de construction :

- **En travaille avec IPE160**

c) La classe de la section transversale

$$\text{en a } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

La semelle

$$b = 82 \text{ mm}$$

$$c = b/2 - (t_w/2) = (82/2) - (5/2) = 38.5 \text{ mm}$$

$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 5.20 \leq 10\varepsilon = 9.2 \text{ donc la semelle de classe 1}$$

Ame fléchie

$$d = h - (2 \cdot t_f) = 160 - (2 \cdot 7.4) = 145.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 29.04 \text{ mm} \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 0.92 = 66.24 \text{ donc lame de classe 1}$$

Forcément le profiler est de classe 1 .

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du béton frais .....  $G_b = 2,33 \text{KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier .....  $G_{bac} = 0,15 \text{KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)... .....  $Q_c = 0,75 \text{KN/m}^2$
- Poids P du profile (IPE160) .....  $g_p = 0,158 \text{KN/m}^2$

### 1. Combinaison des charges :

#### ➤ ELU :

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + (2,33 + 0,15) \times 1,14) + 1,5 \times 0,75 \times 1,14$$

$$q_u = 5,76 \text{KN/ml}$$

#### ➤ ELS :

$$q_s = g_p + (G_b + G_{bac}) \times e + Q_c \times e$$

$$q_s = 0,158 + (0,15 + 2,33) \times 1,14 + 0,75 \times 1,14$$

$$q_s = 3,840 \text{KN/m}$$

### 2. Vérifications :

#### 2.1. Moment fléchissant :

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$M_{max}$ : le moment appliqué.

$$\gamma = 1$$

$$F_y = 275 \text{Mpa}$$

#### • Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,76 \times 3,25^2}{8} = 7,605 \text{KN.m}$$

#### • Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{124 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 34,1 \text{KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 34,1 > M_{sd} = 7,605 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**2.2. L'effort tranchant :**

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$V_{pl,Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 966 \text{ mm}^2$$

Donc :

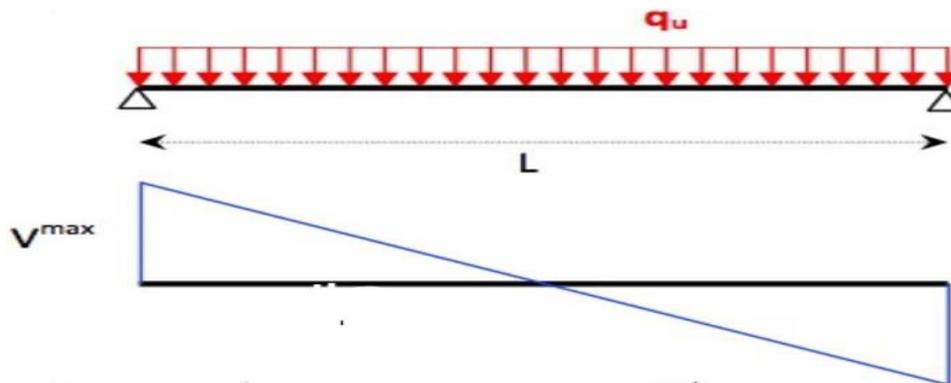
$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 966 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 153.37 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{5.76 \times 3.25}{2} = 9.36 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 153.37 \text{ KN} > V_{sd} = 9.36 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 76.69 \text{ KN} > V_{sd}$$

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



**2.3. Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Avec :

$$q_{ser} = 3.84 \text{ KN/ml} \qquad L = 3.25 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \qquad I_y = 869 \text{ cm}^4$$

$$F_{MAX} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3.84 \times 3.25^4}{384 \times 2.1 \times 869 \times 10^{-8} \times 10^5} = 3.056 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3250}{250} = 13 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 3.056 \text{ mm} \leq \bar{f} = 13 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### 2.4. Vérification de déversement :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{brd} = \frac{X_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\left( \phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2} \right)}$$

Avec :

$\beta_w$  : 1 (Section de classe I)

$\gamma_{m1}$  : 1,1

$M_{b,rd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/IZ}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/IZ}{h/tf} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{C_1}} \quad \text{avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{3250/18.4}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3250/18.4}{160/7.4} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1.132}} = 79.92$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} \quad \text{avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_{LT} = \frac{79.92}{93.9 \times 0.92} = 0.925 > 0.4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,925 - 0,2) + 0,925^2] = 1$$

Avec :

$\alpha_{LT}$ : facteur d'imperfection = 0,21

$$X_{lt} = \frac{1}{(1 + \sqrt{2.76^2 - 1^2})} = 0.28$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

$$M_{b,rd} = \frac{0.28 \times 124 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 8.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = 7.605 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 8.68 \text{ KN/m}$$

➤ Donc la condition de diversement est vérifié

### b. Phase finale :

- Poids P du profile (IPE160).....  $g_p = 0,158 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente.....  $G_t = 4,58 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

### 1. Combinaison des charges :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_c \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + (4,58 \times 1,14)) + 1,5 \times 1,5 \times 1,14$$

$$q_u = 10.72 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

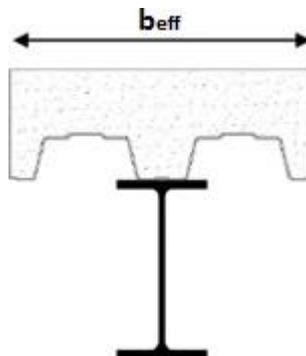
$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0,158 + (4,58 + 1.5) \times 1,14$$

$$q_s = 7.09 \text{ KN.m}$$

### 2. Largeur de la dalle :

$$B_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0/8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$



**Figure II. 3:** Largeur de la dalle effective.

$$B_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0/8 = 2 \times 3,25/8 = 0,813\text{m} \\ b = 1,14 \text{ m} \end{cases} \implies b_{eff} = 0.813$$

- **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times hc = 0,57 \times 25 \times 813 \times 95 \times 10^{-3} = 1100.6 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 2010 \times 10^{-3} = 525.11 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{Pl, rd} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_0}{2} + hc + hp - \left( \frac{R_{\text{acier}} \cdot hc}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

### 3. Vérifications :

#### 3.1. Vérification de la flexion :

$$M_{plrd} = 525.11 \times 10^{-3} * \left( \frac{120}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{525.11 * 95}{2 * 1100.6} \right) \right)$$

$$M_{plrd} = 98.37 \text{ KN} * m$$

$$M_{sd} = (qu * l^2) / 8$$

$$M_{sd} = (10.72 * (3.25^2)) / 8 \longrightarrow M_{sd} = 14.15 \text{ KN} * m$$

Donc  $M_{sd} = 14.15 \text{ KN} * m \leq M_{pl, rd} = 98.37 \text{ KN} * m$  donc le moment fléchissant vérifié

#### 3.2. Vérifications d'effort tranchant :

$$V_{sd} = qu * l / 2 = ((10.72 * 3.25) / 2)$$

$$V_{sd} = 17.42 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} \longrightarrow V_{pl.Rd} = \frac{966 * 275}{\sqrt{3}} * 10^{-3}$$

$$V_{pl.Rd} = 153.37 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 17.42 \text{ KN} \leq V_{pl.Rd} = 153.37 \text{ KN} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

#### 3.3. Vérification de l'interaction :

$$V_{sd} \leq 0.5 * V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 17.42 \leq 0.5 * V_{pl.Rd} = 0.5 * 153.37 = 76.69 \text{ KN} \quad \text{donc l'interaction est vérifiée}$$

**3.4. Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 6.51 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3.25 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m.v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2010}{813 \times 95} = 0.026 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2010 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,026)} + \frac{813 \times 95^3}{12 \times 15} + 869 \times 10^4 = 6.07 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 7.09 \times 3250^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6.07 \times 10^7} = 0.807 \text{ mm}$$

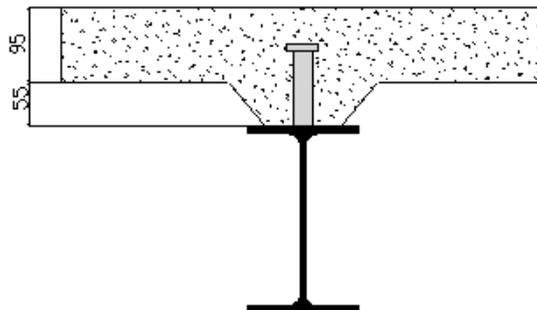
$F_{total} = f_{final} + f_{final} = 3.056 + 0.807 = 3.863 \text{ mm} \leq f_{admi} = 13 \text{ mm}$  donc la flèche est vérifiée

Conclusion : La dalle offre un soutien latéral suffisant, ce qui permet d'éviter les déversements lors de la phase finale.

La solive de planche courent et terrasse peut être remplacée par un IPE160 qui satisfait toutes les conditions de résistance, de rigidité et de stabilité.

**II.3. Calcule des connecteurs**

$$\text{Type goujons} : \begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 20 \text{ mm} \end{cases}$$



## Chapitre II : Pré-dimensionnement

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{ll} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$  Résistance caractéristique de béton

$E_c = 32 \text{ KN/m}^2$  Module de Young de béton

$F_u = 500 \text{ N/mm}^2$  Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \quad \text{car } \frac{h}{d} = \frac{95}{20} = 4,75 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 20^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 32 \times 10^3}}{1,25} = 83 \text{ KN} \\ 0,8 \times 500 \times \frac{\pi \times 20^2}{4 \times 1,25} = 100,53 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### 1. Influence du sens du bac d'acier

$K_t$  : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nr : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ H_p = 55 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4  $k_t$  doit être inférieur à 1 donc :

$$Prd \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad Prd = 60,06 \text{ KN}$$

### 2. Effort tranchant repris par les goujons détermination de $R_L$

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = \inf (1100,6 ; 525,11) \quad \longrightarrow \quad R_L = 525,11 \text{ KN}$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

### 3. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{525.11}{60.06} = 8.74$$

On prend 9 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 18 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 20 = 100 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{5700}{18-1} \quad \Longrightarrow \quad esp = 335,29 \text{ mm}$$

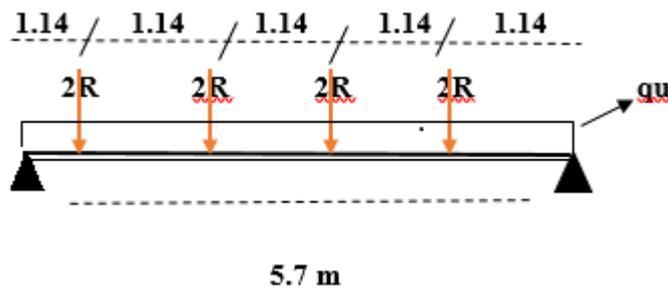
➤ Donc on prend 12 connecteurs, avec un espacement de 335,29mm

## II.4. Pré dimensionnement des poutres

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 4 charges ponctuelles chaque force représente Le poids de 2 solives.

### II.4.1. Poutre principale

#### II.4.1.1. Plancher terrasse



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

$$\frac{5700}{25} < h < \frac{5700}{15}$$

$$228 < h < 380$$

En choisie IPE300

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm <sup>2</sup>	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t<sub>f</sub></i> mm	<i>t<sub>w</sub></i> mm	<i>I<sub>y</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> cm <sup>3</sup>	<i>i<sub>y</sub></i> cm	<i>i<sub>z</sub></i> cm
42,2	53,8	300	150	10.7	7.1	8356	604	628	12.5	3,35

### Classification de profiler:

c) La classe de la section transversale

$$\text{en a } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

La semelle

$$b=150\text{mm}$$

$$C=b/2-(t_w/2)=(150/2)-(7.1/2)=71.45\text{mm}$$

$$t_f=10.7\text{mm}$$

$$c/t_f=6.68 \leq 10\varepsilon=92 \text{ donc la semelle de classe 1}$$

Ame fléchie

$$d=h-(2*t_f)=300 - (2*10.7) = 278.6\text{mm}$$

$$t_w=7.1\text{mm}$$

$$d/t_w=39.24\text{mm} \leq 72\varepsilon = 72*0.92 = 66.24 \text{ donc lame de classe 1}$$

Forcément le profiler est de classe 1 .

### a. Phase construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profiler IPE 300 .....  $g_p=0,422\text{KN/ml}$
- Poids propre du béton frais .....  $G_b=2,33\text{KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier .....  $G_{bac}=0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction .....  $Q_c=0,75 \text{ KN/m}^2$

#### • Calcul des réactions des solives

##### ELU :

$$q_u = 5.7 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \frac{5.7 \times 3.25}{2} + \frac{5.7 \times 3.25}{2} = 18.525 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 18.525 \text{ KN}$$

##### ELS :

$$q_s = 3.811 \text{ KN/ml}$$

$$R_s = \frac{q_s \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_s = \frac{3.811 \times 3.25}{2} + \frac{3.811 \times 3.25}{2} = 12.39 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 12.39 \text{ KN}$$

**1. Combinaisons des charges :**

➤ **ELU :**

$$b_s = 3.25/2 + 3.5/2 = 3.375 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,422 + ((2,33 + 0,15) \times 3.375)) + 1,5 \times 0,75 \times 3.375$$

$$q_u = 16.99 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0.422 + (2,33 + 0,15) \times 3.375 + 0,75 \times 3.375$$

$$q_s = 11.32 \text{ KN/ml}$$

**2. Vérifications**

**2.1. Moment fléchissant**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3R_u \times l}{5} = \frac{16.99 \times 5.7^2}{8} + \frac{18.525 \times 5.7 \times 3}{5} = 132.356 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 172.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**2.2. Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où:

$$A_{vz} = 2570 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2570 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 408.04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sd} = \frac{16.99 \times 5,7}{2} + 18.525 \times 2 = 85.47 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 408.04 \text{ kN} > 85.47 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 204.02 \text{ kN} > V_{sd} = 85.47 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

### 2.3. Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{63 \times R_s \times l^3}{100 \times E \times I} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 11.32 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3,8 \text{ m.}$$

$$R_s = 12.39 \text{ KN}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 8356 \text{ cm}^4$$

➤ La valeur de la flèche maximale est :

$$\begin{aligned} f_{max} &= \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{63 \times R_s \times l^3}{100 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 11.32 \times 5700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} + \frac{63 \times 12.39 \times 5700^3}{100 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 8.95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5700}{250} = 22.8 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 8.95 \leq \bar{f} = 22.8 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### 2.4. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Euro-codes néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

#### b. Phase finale

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 300.....  $g_p=0,422 \text{ kN/m}$
- Charge permanente.....  $G_t=4,91 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q_t= 1 \text{ kN}$

• **Les réactions des solives**

**ELU :**

$q_u = 10.72 \text{ KN/m}$        $q_s = 7.09 \text{ KN/m}$

**ELS :**

$b_s = 3.375 \text{ m}$

$$R_u = \frac{3.25 \times 10.72}{2} + \frac{3.25 \times 10.72}{2} = 34.84 \text{ kN} \quad R_s = \frac{3.25 \times 7.09}{2} + \frac{3.25 \times 7.09}{2} = 23.04 \text{ kN}$$

$R_U = R_1 + R_2 = 34.84 \text{ kN}$

$R_S = R_1 + R_2 = 23.04 \text{ kN}$

$R_U = R_3 + R_4 = 34.84 \text{ kN}$

$R_S = R_3 + R_4 = 23.04 \text{ kN}$

**1. Combinaison des charges**

• **ELU :**

$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1.5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$

$q_u = 1,35 [(4,91 \times 3.375) + 0,422] + 1.5 \times 1 \times 3.375 \longrightarrow q_u = 28 \text{ kN/ml}$

• **ELS :**

$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{terrasse}}) \times 0,15$

$q_s = 0,422 + (4,91 + 1) \times 3.375 \longrightarrow q_s = 20.36 \text{ kN/ml}$

**2. Largeur de la dalle**

$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$

$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.7 / 8 = 1,425 \text{ m} \\ b = 3.375 \text{ m} \longrightarrow \text{Donc : } b_{\text{eff}} = 1.425 \text{ m} \end{array} \right.$

**3. Position de l'axe neutre plastique**

$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1425 \times 95 \times 10^{-3} = 1929.099 \text{ kN}$

$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5380 \times 10^{-3} = 1405.53 \text{ KN}$

$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{Acier} \left[ \frac{h_0}{2} + hc + hp - \left( \frac{R_{Acier} * h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

### 4. Vérifications :

#### 4.1. Vérification de la flexion

Le Moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

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

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3R_u \times l}{5} = \frac{28 \times 5.7^2}{8} + \frac{34.84 \times 5.7 \times 3}{5} = 232.868 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1405.53 \left[ \frac{300}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{1405.53 \times 95}{2 \times 1929.099} \right) \right] \times 10^{-3} = 373.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### 4.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 2570 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^{-3} \times 2570}{1 \times \sqrt{3}} = 408.04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sd} = \frac{28 \times 5.7}{2} + 2 \times 34.84 = 149.48 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 408.04 \text{ kN} > 149.48 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 204.02 \text{ kN} > V_{sd}$$

La non-existence d'une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant implique qu'il n'est pas requis de diminuer la résistance à la flexion.

#### 4.3. Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :  $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 20.36 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 23.04 \text{ kN}$$

$$L = 5.7 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5380}{1425 \times 95} = 0,0397 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{Aa \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$I_c = \frac{5380 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0397)} + \frac{1425 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 2.986 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 20.36 \times (5700)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2.986 \times 10^8} = 4.46 \text{ mm}$$

$$f^{con} = \frac{63 \times R_s \times l^3}{1000 \times E \times I_c} = \frac{63 \times 23.04 \times 10^3 \times (5700)^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 2.986 \times 10^8} = 4.28 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2$$

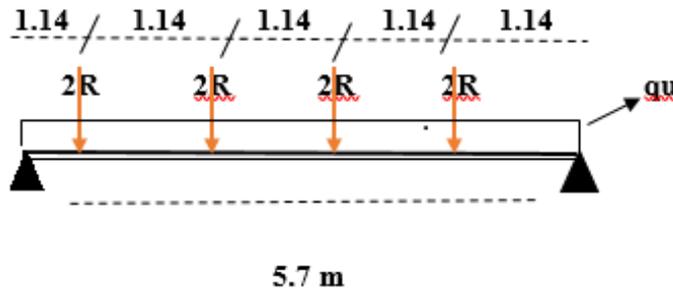
$$f_{max} = 4.28 + 4.46 + 8.95$$

$$= 17.69 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5700}{250} = 22.8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

#### 4.4. Vérification de déversement :

La présence d'une dalle de béton sous la semelle supérieure permet de maintenir cette dernière, ce qui rend superflu la vérification du déversement durant cette phase.

#### II.4.1.2. Plancher corrent



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

$$\frac{5700}{25} < h < \frac{5700}{15}$$

$$228 < h < 380$$

En choisie IPE300

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t<sub>f</sub></i>	<i>t<sub>w</sub></i>	<i>I<sub>y</sub></i>	<i>I<sub>z</sub></i>	<i>W<sub>pl-y</sub></i>	<i>i<sub>y</sub></i>	<i>i<sub>z</sub></i>
<i>G</i> Kg/m	<i>A</i> cm <sup>2</sup>	<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t<sub>f</sub></i> mm	<i>t<sub>w</sub></i> mm	<i>I<sub>y</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> cm <sup>3</sup>	<i>i<sub>y</sub></i> cm	<i>i<sub>z</sub></i> cm
42,2	53,8	300	150	10.7	7.1	8356	604	628	12.5	3,35

### Classification de profiler:

c) La classe de la section transversale

$$\text{en a } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

La semelle

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$c = b/2 - (t_w/2) = (150/2) - (7.1/2) = 71.45 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.7 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 6.68 \leq 10\varepsilon = 9.2 \text{ donc la semelle de classe 1}$$

Ame fléchie

$$d = h - (2 * t_f) = 300 - (2 * 10.7) = 278.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.1 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 39.24 \text{ mm} \leq 72\varepsilon = 72 * 0.92 = 66.24 \text{ donc lame de classe 1}$$

Forcément le profiler est de classe 1.

### c. Phase construction :

Le calcul pour un plancher terrasse est-il le même que pour un plancher courant pendant la phase de construction.

### Phase finale

Lorsque le béton a durci, la section mixte (composée du profilé et de la dalle) travaille conjointement pour supporter les charges de la phase finale. Les charges sont donc réparties entre le profilé et la dalle de manière efficace, grâce à leur collaboration.

- Poids propre du profilé IPE 300.....  $g_p = 0,422 \text{ kN/m}$
- Charge permanente.....  $G_c = 4,58 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q_c = 1.5 \text{ Kn}$

• **Les réactions des solives**

**ELU :**

$$q_u = 10.72 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{3.25 \times 10.72}{2} + \frac{3.25 \times 10.72}{2} = 34.84 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 34.84 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 34.84 \text{ kN}$$

**ELS :**

$$q_s = 7.09 \text{ KN/m} \quad b_s = 3.375 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{3.25 \times 7.09}{2} + \frac{3.25 \times 7.09}{2} = 23.04 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 23.04 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 23.04 \text{ kN}$$

**1. Combinaison des charges**

• **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_c \times b_s) + g_p] + 1.5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(4,58 \times 3.375) + 0,422] + 1.5 \times 1.5 \times 3.375 \longrightarrow q_u = 29.03 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_c + Q_{\text{terrasse}}) \times 0,15$$

$$q_s = 0.422 + (4,58 + 1) \times 3.375 \longrightarrow q_s = 19.25 \text{ kN/ml}$$

**2. Largeur de la dalle**

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.7 / 8 = 1,425 \text{ m} \\ b = 3.375 \text{ m} \longrightarrow \text{Donc : } b_{\text{eff}} = 1.425 \text{ m} \end{cases}$$

**3. Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1425 \times 95 \times 10^{-3} = 1929.099 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5380 \times 10^{-3} = 1405.53 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

### 4. Vérifications :

#### 4.1. Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

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

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3R_u \times l}{5} = \frac{29.03 \times 5.7^2}{8} + \frac{34.84 \times 5.7 \times 3}{5} = 237.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 1405.53 \left[ \frac{300}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{1405.53 \times 95}{2 \times 1929.099} \right) \right] \times 10^{-3} = 373.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### 4.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 2570 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 10^{-3} \times 2570}{1 \times \sqrt{3}} = 408.04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sd} = \frac{29.775 \times 5.7}{2} + 2 \times 34.84 = 154.54 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow 408.04 \text{ kN} > 154.54 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,Rd} = 204.02 \text{ kN} > V_{sd}$$

La non-existence d'une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant implique qu'il n'est pas requis de diminuer la résistance à la flexion.

**4.3.Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que :  $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 19.25 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 23.04 \text{ kN}$$

$$L = 5.7 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{5380}{1425 \times 95} = 0,0397 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$I_c = \frac{5380 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0397)} + \frac{1425 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 2.986 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 19.25 \times (5700)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2.986 \times 10^8} = 4.22 \text{ mm}$$

$$f^{con} = \frac{63 \times R_s \times l^3}{1000 \times E \times I_c} = \frac{63 \times 23.04 \times 10^3 \times (5700)^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 2.986 \times 10^8} = 4.28 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2$$

$$f_{max} = 4.28 + 4.22 + 8.95 = 17.45 \text{ mm} = 17.45 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5700}{250} =$$

22.8mm  $\Rightarrow$  Condition vérifié

Predimantianement des poutres seconder : en considère la section des poutres seconder comme la section des solives.

**4.4.Vérification de déversement :**

La présence d'une dalle de béton sous la semelle supérieure permet de maintenir cette dernière, ce qui rend superflu la vérification du déversement durant cette phase.

Remarque : pour les poutres seconder on opte un IPE160 comme les profiler de solive.

### II.5. Prédimensionnements des poteaux

Les poteaux dans une structure sont des éléments verticaux qui supportent les charges de compression et de flexion, et les transmettent aux fondations. Pour pré-dimensionner les poteaux, on doit d'abord calculer la surface de chaque poteau, puis évaluer l'effort de compression à chaque niveau en fonction de la descente des charges. Ensuite, la section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

Dans le cas de cette structure, les poteaux sont en profilé HEB. Le poteau le plus sollicité est le poteau C4, qui est pré-dimensionné en compression simple en utilisant les étapes de pré-dimensionnement. La surface qui revient à ce poteau est de 18,39 m<sup>2</sup>.

Pour calculer les charges permanentes, il faut prendre en compte le poids de chaque élément qui sollicite le poteau, tels que le plancher terrasse, la poutre principale, les poutres non porteuses, les solives et le plancher courant. En utilisant la formule  $N_u = 1,35G + 1,5Q$ , où G représente les charges permanentes et Q représente la surcharge d'exploitation, on peut déterminer l'effort normal ultime de compression sur le poteau C4. Les valeurs de G et Q doivent être exprimées en kN/m<sup>2</sup>.

**Tableau II. 4:** Tableaux des surfaces

POTEAUX	SURFACE (m <sup>2</sup> )
A3	1.75
A4	6.3
A5	4.55
B2	4.63
B4	18.288
B5	8.77
C1	1.4
C2	10.668
C4	18.39
C5	8.77
D1	2.6
D2	11.863
D4	17.71
D5	10.17
D7	1.73
E1	2.4
E2	10.95
E4	16.35
E5	9.525
E7	1.725

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

G1	2.6
G2	11.863
G4	17.71
G5	10.175
H1	1.4
H2	10.668
H4	18.39
H5	8.775
I2	4.631
I4	18.288
I5	8.77
J3	1.75
J5	4.55

**Tableau II. 5: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité**

Niveaux	Charge permanente Cumulé (kN)
Terrasse	95.25
9 <sup>eme</sup> étage	184.44
8 <sup>eme</sup> étage	273.63
7 <sup>eme</sup> étage	362.82
6 <sup>eme</sup> étage	452.01
5 <sup>eme</sup> étage	541.2
4 <sup>eme</sup> étage	630.39
3 <sup>eme</sup> étage	719.58
2 <sup>eme</sup> étage	808.77
1 <sup>eme</sup> étage	897.96
RDC	987.15

✓ **Les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse :  $Q_t * S = 1,0 \times 18,39 = 18,39 \text{ kN}$
- Plancher courant :  $Q_c * S = 1,5 \times 18,39 = 27,59 \text{ KN}$

**Tableau II. 6: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression)**

Niveaux	Surcharges	Surcharges (KN)
10 <sup>eme</sup> étage	$\sum_0=Q_0$	18.39
9 <sup>eme</sup> étage	$\sum_1=Q_0+Q_1$	45.98
8 <sup>eme</sup> étage	$\sum_2= \sum_1 +0,9Q_2$	70.81
7 <sup>eme</sup> étage	$\sum_3= \sum_2 +0,8Q_3$	92.88
6 <sup>eme</sup> étage	$\sum_4= \sum_3 +0,7Q_4$	112.2
5 <sup>eme</sup> étage	$\sum_5= \sum_4 +0,6Q_5$	128.75
4 <sup>eme</sup> étage	$\sum_6= \sum_5 +0,5Q_6$	142.54
3 <sup>eme</sup> étage	$\sum_7= \sum_6 +0,5Q_7$	156.34
2 <sup>eme</sup> étage	$\sum_8= \sum_7 +0,5Q_8$	170.13
1 <sup>eme</sup> étage	$\sum_9= \sum_8 +0,5Q_9$	183.93
RDC	$\sum_9= \sum_8 +0,5Q_{10}$	197.72

• **Remarque :**

La loi de digression des charges exploitations selon le DTR B.C 2.2

**II.4.1. Pré dimensionnement de poteaux central**

Dans une structure, les poteaux jouent un rôle crucial en supportant les charges de compression axiale. Pour assurer la sécurité de la structure, il est nécessaire de vérifier que la valeur de l'effort de compression calculée, appelée  $N_{sd}$ , satisfait la condition suivante pour chaque section transversale :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$N$  : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

• **Poteau plus sollicité :**

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = 1,35 \cdot 987.15 + 1,5 \cdot 197.72 = 1629.23 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1629.23 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 65.17 \text{ cm}^2$$

➤ Profilé choisi **HEB 180**

**Tableau II. 7:** Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	Q	G	A (cm <sup>2</sup> )	Profilé
9 <sup>eme</sup> étage	156.17	18.39	95.25	6.25	HEB 100
8 <sup>eme</sup> étage	317.96	45.98	184.44	12.72	HEB 100
7 <sup>eme</sup> étage	475.62	70.81	273.63	19.03	HEB 100
6 <sup>eme</sup> étage	629.13	92.88	362.82	25.17	HEB 100
5 <sup>eme</sup> étage	778.51	112.2	452.01	31.15	HEB 120
4 <sup>eme</sup> étage	923.75	128.75	541.2	36.95	HEB 140
3 <sup>eme</sup> étage	1064.84	142.54	630.39	42.56	HEB 140
2 <sup>eme</sup> étage	1205.95	156.34	719.58	48.24	HEB 160
1 <sup>eme</sup> étage	1347.04	170.13	808.77	53.89	HEB 160
RDC	1488.14	183.93	897.96	59.53	HEB 200

### II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux rive

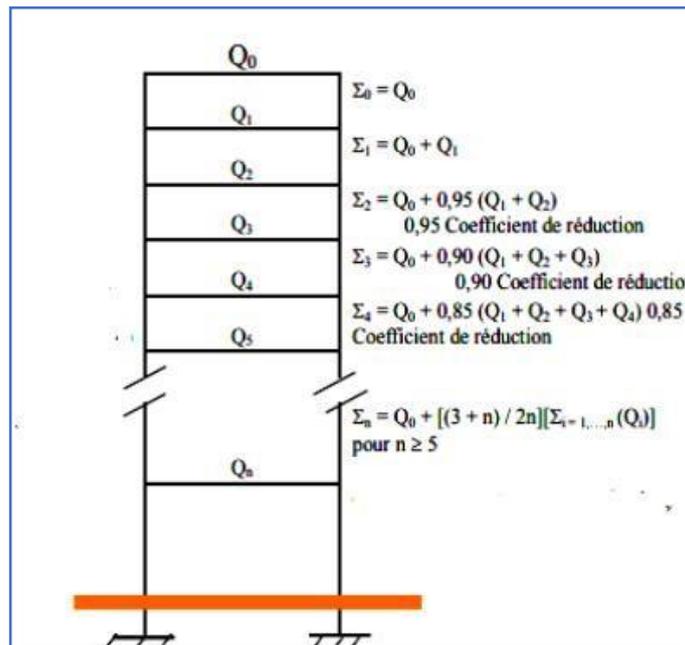
Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon la formule suivante :

$$Nsd \leq \chi \times \beta A \times A \frac{fy}{\gamma_{Mo}}$$

- Calcul de la surface :  $S = 8.775 \text{ m}^2$

#### ✓ Les charges permanentes

- Poids du plancher terrasse :  $G_t * S = 4,91 \times 8.775 = 43.09 \text{ KN}$
- Poids de poutre principale :  $G_{pp}(\text{IPE } 300) = (0,422 \times \frac{5,2}{2}) = 1.0972 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses :  $G_{ps}(\text{IPE } 160) = 0,158 \times 2.6 = 0.411 \text{ kN}$
- Poids des solives :  $G_{solive}(\text{IPE } 160) = (0,158 \times 3,375) \times 2 = 1.0665 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant :  $G_c * S = 4,58 \times 8.775 = 40.189 \text{ KN}$



## Chapitre II : Pré-dimensionnement

**Tableau II. 8: Loi de dégression de la surcharge d'exploitation**

Niveaux	Charge permanente Cumulé (kN)
<b>Terrasse</b>	45.665
<b>9<sup>eme</sup> étage</b>	88.429
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	131.193
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	173.957
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	216.721
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	259.485
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	302.249
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	345.013
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	387.778
<b>1<sup>eme</sup> étage</b>	430.541
<b>RDC</b>	473.305

✓ **Les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse :  $Q_t * S = 1,0 \times 8.775 = 8.775 \text{ KN}$
- Plancher courant :  $Q_c * S = 1.5 \times 8.775 = 13.165 \text{ KN}$

**Tableau II. 9: La charge d'exploitation sur le poteau rive (loi de dégression)**

Niveaux	Surcharges	Surcharges (KN)
<b>10<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_0 = Q_0$	8.775
<b>9<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	21.94
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_2 = \sum_1 + 0,9Q_2$	33.79
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_3 = \sum_2 + 0,8Q_3$	44.32
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_4 = \sum_3 + 0,7Q_4$	62.75
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_5 = \sum_4 + 0,6Q_5$	70.65
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_6 = \sum_5 + 0,5Q_6$	77.23
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_7 = \sum_6 + 0,5Q_7$	83.81
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_8 = \sum_7 + 0,5Q_8$	90.4
<b>1<sup>eme</sup> étage</b>	$\sum_9 = \sum_8 + 0,5Q_9$	97
<b>RDC</b>	$\sum_9 = \sum_8 + 0,5Q_{10}$	103.56

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

**Tableau II. 10:** Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	Q	G	A (cm <sup>2</sup> )	Profilé
10 <sup>ème</sup> étage	74.81	8.775	45.665	2.99	HEB 100
9 <sup>ème</sup> étage	152.286	21.938	88.429	6.09	HEB 100
8 <sup>ème</sup> étage	227.791	33.787	131.193	9.11	HEB 100
7 <sup>ème</sup> étage	301.32	44.319	173.957	12.05	HEB 100
6 <sup>ème</sup> étage	386.698	62.75	216.721	15.47	HEB 100
5 <sup>ème</sup> étage	456.278	70.649	259.485	18.25	HEB 100
4 <sup>ème</sup> étage	523.88	77.231	302.249	20.96	HEB 100
3 <sup>ème</sup> étage	591.488	83.814	345.013	23.66	HEB 100
2 <sup>ème</sup> étage	659.094	90.396	387.778	26.36	HEB 120
1 <sup>ème</sup> étage	726.7	96.98	430.541	29.07	HEB 120
RDC	794.30	103.561	473.305	31.77	HEB 120

### II.4.3. Pré-dimensionnement des poteaux angle

La formule suivante est utilisée pour effectuer le pré-dimensionnement des poteaux :

$$Nsd \leq \chi \times \beta A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}$$

- Calcul de la surface :  $S = 4.55 \text{ m}^2$

#### ✓ Les charges permanentes

- Poids du plancher terrasse :  $G_t * S = 4,91 \times 4.55 = 22.34 \text{ KN}$
- Poids de poutre principale :  $G_{pp} \text{ (IPE 300)} = (0,422 \times \frac{5,2}{2}) = 1.0972 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses :  $G_{ps} \text{ (IPE 160)} = 0,158 \times 1.75 = 0.277 \text{ KN}$
- Poids des solives :  $G_{solive} \text{ (IPE 160)} = (0,158 \times 1.75) \times 2 = 0.553 \text{ KN}$
- Poids du plancher courant :  $G_c * S = 4,58 \times 4.55 = 20.84 \text{ KN}$

**Tableau II. 11:** Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Niveaux	Charge permanente Cumulé (kN)
Terrasse	24.27
9 <sup>ème</sup> étage	47.037
8 <sup>ème</sup> étage	69.80
7 <sup>ème</sup> étage	92.57
6 <sup>ème</sup> étage	115.34
5 <sup>ème</sup> étage	138.11
4 <sup>ème</sup> étage	160.87
3 <sup>ème</sup> étage	183.64
2 <sup>ème</sup> étage	206.41
1 <sup>ème</sup> étage	229.17
RDC	251.94

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

✓ **Les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse :  $Q_t * S = 1,0 \times 4.55 = 4.55 \text{ KN}$
- Plancher courant :  $Q_c * S = 1.5 \times 4.55 = 6.825 \text{ KN}$

**Tableau II. 12:** La charge d'exploitation sur le poteau rive (loi de dégression)

Niveaux	Surcharges	Surcharges (KN)
10 <sup>ème</sup> étage	$\sum_0 = Q_0$	4.55
9 <sup>ème</sup> étage	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	11.375
8 <sup>ème</sup> étage	$\sum_2 = \sum_1 + 0,9Q_2$	18.2
7 <sup>ème</sup> étage	$\sum_3 = \sum_2 + 0,8Q_3$	25.03
6 <sup>ème</sup> étage	$\sum_4 = \sum_3 + 0,7Q_4$	31.85
5 <sup>ème</sup> étage	$\sum_5 = \sum_4 + 0,6Q_5$	38.68
4 <sup>ème</sup> étage	$\sum_6 = \sum_5 + 0,5Q_6$	45.5
3 <sup>ème</sup> étage	$\sum_7 = \sum_6 + 0,5Q_7$	52.33
2 <sup>ème</sup> étage	$\sum_8 = \sum_7 + 0,5Q_8$	59.15
1 <sup>ème</sup> étage	$\sum_9 = \sum_8 + 0,5Q_9$	65.98
RDC	$\sum_9 = \sum_8 + 0,5Q_{10}$	72.8

**Tableau II. 13:** Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	Q	G	A (cm <sup>2</sup> )	Profilé
9 <sup>ème</sup> étage	39.59	4.55	24.27	1.59	HEB 100
8 <sup>ème</sup> étage	80.57	11.375	47.037	3.22	HEB 100
7 <sup>ème</sup> étage	121.53	18.2	69.80	4.87	HEB 100
6 <sup>ème</sup> étage	162.52	25.03	92.57	6.5	HEB 100
5 <sup>ème</sup> étage	203.49	31.85	115.34	8.14	HEB 100
4 <sup>ème</sup> étage	244.47	38.68	138.11	9.78	HEB 100
3 <sup>ème</sup> étage	285.43	45.5	160.87	11.42	HEB 100
2 <sup>ème</sup> étage	326.41	52.33	183.64	13.06	HEB 100
1 <sup>ème</sup> étage	367.38	59.15	206.41	14.71	HEB 100
RDC	408.35	65.98	229.17	16.34	HEB 100

➤ **Vérification du flambement**

- **Poteau plus sollicité : Poteaux HEB 200 (RDC)**

Il faut vérifier que : 
$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$\chi$  : Facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,142\text{m}$$

$$l_{fz} = l_0 = 3.06\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2142}{85.4} = 25.08$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3060}{50.7} = 60.36$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y | \lambda_z \} = \max (25.08 ; 60.36) = 60.36$$

- **Choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1,2$$

$$t_f = 15 \text{ mm} < 100\text{mm}$$

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{60.36}{93,91} = 0,64 > 0,2$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5[1 + 0,34(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,78$$

$$\chi = \frac{1}{\left( \phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} = \frac{1}{0,78 + \sqrt{(0,78^2 - 0,64^2)}} = 0,81$$

$$N_{sd} = 449.32 \text{ KN} \leq N_{brd} = 0,81 \frac{1 \times 7808 \times 275}{1,1} = 1581.12 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on opte pour **HEB200**

➤ **Remarque**

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

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

**Tableau II. 14:** Les vérifications du flambement pour poteau central

Niveau étage	Profilé	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>brd</sub> (KN)	Condition	Profile finale	N <sub>brd</sub> (KN)
9 <sup>ème</sup>	HEB 100	39.59	527.31	Vérifiée	HEB 100	527.31
8 <sup>ème</sup>	HEB 100	80.57	527.31	Vérifiée	HEB 100	527.31
7 <sup>ème</sup>	HEB 100	121.53	527.31	Vérifiée	HEB 140	869.94
6 <sup>ème</sup>	HEB 100	162.52	527.31	Vérifiée	HEB 140	869.94
5 <sup>ème</sup>	HEB 120	203.49	688.70	Vérifiée	HEB 160	1098.56
4 <sup>ème</sup>	HEB 140	244.47	869.94	Vérifiée	HEB 160	1098.56
3 <sup>ème</sup>	HEB 140	285.43	869.94	Vérifiée	HEB 160	1098.56
2 <sup>ème</sup>	HEB 160	326.41	1098.56	Vérifiée	HEB 200	2486,4
1 <sup>er</sup>	HEB 160	367.38	1098.56	Vérifiée	HEB 200	2486,4
RDC	HEB 200	408.35	1321.31	Vérifiée	HEB 200	2486,4

### II.5. Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments structurels est une étape cruciale dans la conception de tout projet de construction. Cette phase permet d'appréhender les dimensions et les caractéristiques des éléments porteurs, en vue de garantir leur résistance et leur durabilité. L'utilisation des normes et des règlements en vigueur ainsi que l'application des méthodes de calcul et de modélisation adéquates sont des éléments clés pour assurer un prédimensionnement optimal. Enfin, il est important de rappeler que le prédimensionnement ne doit pas être considéré comme une étape définitive, mais plutôt comme une première approche qui sera affinée tout au long du processus de conception.

## **Chapitre III**

### **Etude des éléments secondaires**

### III. Predimensionnements des éléments secondaires :

Les éléments secondaires ou bien non structuraux sont ceux qui n'ont pas une fonction de portance ou de renforcement. Il s'agit d'éléments de maçonnerie.

#### III.1. Escalier métallique

##### III.1.1. Introduction

Dans notre projet, nous utilisons un escalier en charpente métallique composé de deux volées reliées par un palier de repos. Le palier de repos est constitué d'une solive encastrée aux poteaux. Chaque volée est composée de deux limons en profilé UPN, avec des marches fabriquées à partir de cornières de support.



Figure III. 1: Constituant d'un escalier.

##### III.1.2. Choix des dimensions

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

Hauteur de l'étage :  $h = 3,06\text{m}$

D'après la loi de BLONDEL pour les escaliers métalliques et pour assurer un confort optimal, les conditions que doit satisfaire les marches et les contre marches sont les suivantes :

- $g$  : largeur de la marche (giron),  $27 \leq g \leq 30 \text{ cm}$  ; on prend  $g = 30\text{cm}$
- $H$  : hauteur de la marche,  $60 \leq g + 2H \leq 64 \text{ cm}$  ➡  $16,5 \leq H \leq 18,5$  ; on prendra

$$H = 17\text{cm}$$

$$60 \leq g + 2H \leq 64 \text{ cm}, 60 \leq 30 + 2(17) \leq 64 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{h/2}{H} \longrightarrow n = \frac{3060/2}{170} = 9$$

Nombre de marches :  $m = n - 1 \Rightarrow m = 8$  marche par volée, d'où 16 marches par niveau. Longueur horizontale de la volée :  $L = g(n - 1) \longrightarrow L = 0.3(9 - 1) = 2.4\text{m}$

$$\text{Angle d'inclinaison de la volée : } \text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \longrightarrow \text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \longrightarrow 32.52^\circ$$

$$\text{Longueur de la volée : } L_v = \frac{L}{\cos \alpha} \longrightarrow L_v = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.85$$

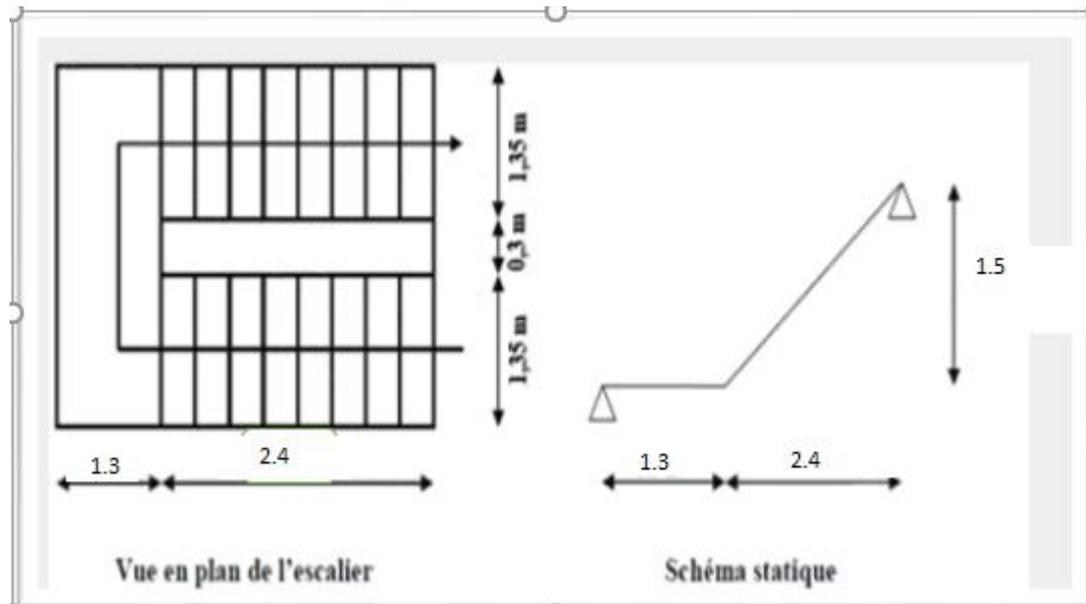


Figure III. 2: Vue en plan et schéma statique de l'escalier.

### III.1.3. Dimensionnement des limons

#### III.1.3.1. Evaluation des charges

- Tôle striée ( $ep = 50\text{cm}$ ) =  $0,005 \times 78,5 = 0,47 \text{ kN/m}^2$
- Béton ( $ep = 7\text{cm}$ ) =  $0,07 \times 25 = 1,75 \text{ kN/m}^2$
- Chappe ( $ep = 2\text{cm}$ ) =  $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage ( $ep = 2\text{cm}$ ) =  $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$

D'où :  $G = 3,06 \text{ kN/m}^2$  ;  $G$  (garde-corps) =  $1 \text{ kN/ml}$  ;  $Q_{esc} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

### III.1.4. Dimensionnement

Pour la paillasse :

$$G1 = 3,06 \times (1,35/2) + 1 = 3,07 \text{ kN/m}$$

Pour le palier de repos :

$$G_2 = 3,06 (1,35/2) = 2,07 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2,5 (1,35/2) = 1,7 \text{ kN/m}$$

$$Q_1 = 3,07 + 1,7 = 4,77 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = 2,07 + 1,7 = 3,77 \text{ kN/m}$$

Les charges revenant au limons sont représentées dans la figures suivantes :

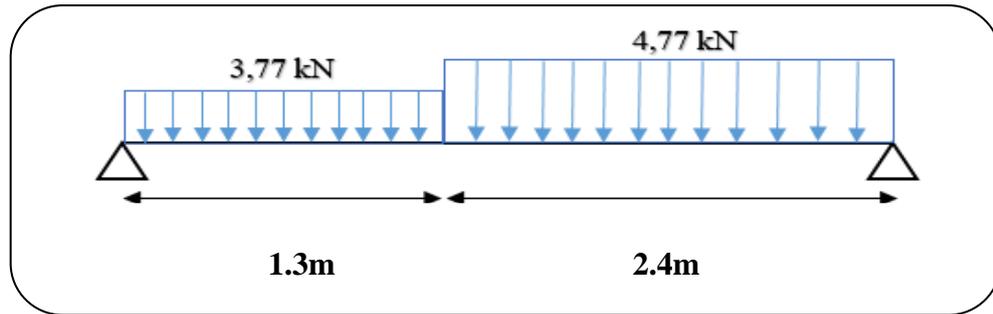


Figure III. 3: Charges revenant au limon.

Pour être en sécurité et simplifier nos calculs on prend :  $Q_{eq} = \max (Q_1 ; Q_2) = 4,77 \text{ kN/m}$

$$\text{Réaction du limon sur la poutre palière} : R_L = 4,77 \times \frac{3.7}{2} = 8.82 \text{ kN}$$

### III.1.5. Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS

$$f^{max} = \frac{5 \times 4.77 \times 3700^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{3700}{300} \longrightarrow I_y \geq 449.43 \text{ cm}^4$$

On prendra des UPN 140 avec :  $I_y = 605 \text{ cm}^4$  et  $W_{ply} = 103 \text{ cm}^3$

### III.1.6. Vérification du moment fléchissant à l'ELU

$$q_u = 1,35 (G + G_{profilé}) + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (3,07 + 0,16) + 1,5 (1,7)$$

$$q_u = 6,91 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{6.91 \times 3.7^2}{8} = 11.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pl,rd} = \frac{103 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 28.3 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 11,83 \text{ KN.m} < M_{Pl, rd} = 28,3 \text{ KN.m}$ , La condition est vérifiée.

**III.1.6.1 Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{6,91 \times 3,7}{2} = 12,79 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1041}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 150,26 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 12,83 \text{ kN} < V_{plrd} = 150,25 \text{ kN}$ , La condition est vérifiée.

**III.1.7. Dimensionnement de la cornière de marche**

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple. Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation. La marche est modélisée comme une poutre simplement appuyée.

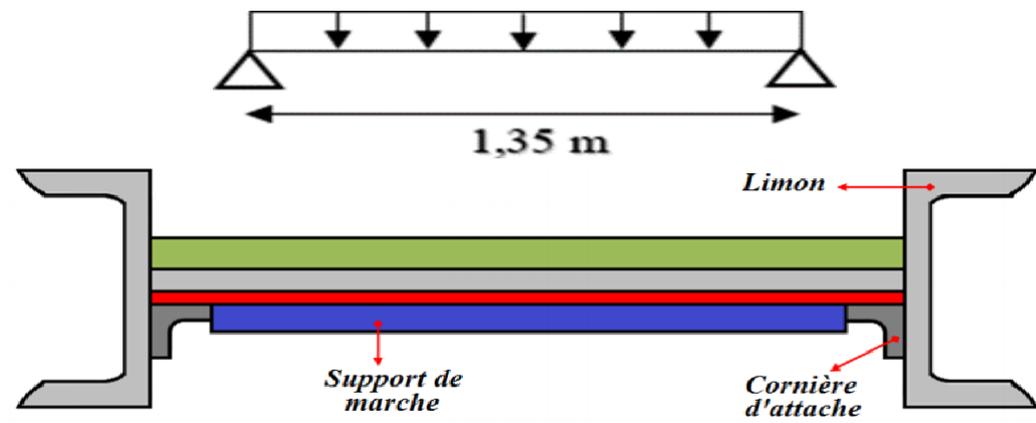


Figure III. 4: Disposition des cornières.

**III.1.7.1. Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS**

$$G_{marche} = 3,06 \times (0,3/2) = 0,46 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{marche} = 2,5 \times (0,3/2) = 0,37 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 0,46 + 0,37 = 0,83 \text{ kN/ml}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 0,83 \times 1350^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{1350}{300} \implies I_y \geq 3,79 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière à ailes égales L 40×40×4 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 4,47 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,55 \text{ cm}^3$$

$$G_{profile} = 0,0246 \text{ kN/m.}$$

**III.1.7.2. Vérification du moment fléchissant à l'ELU**

$$q_u = 1,35(G + G_{\text{profilé}}) + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 (0,46 + 0,0246) + 1,5(0,37)$$

$$q_u = 1,21 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{1,21 \times 1,35^2}{8} = 0,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1,55 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 0,43 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 0,28 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 0,43 \text{ KN.m}$ , La condition est vérifiée.

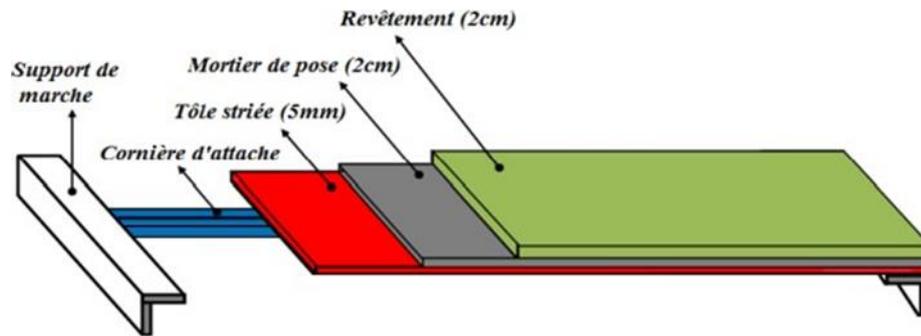


Figure III. 5: Charges repris par la cornière

**III.1.8. Dimensionnement de la poutre palière**

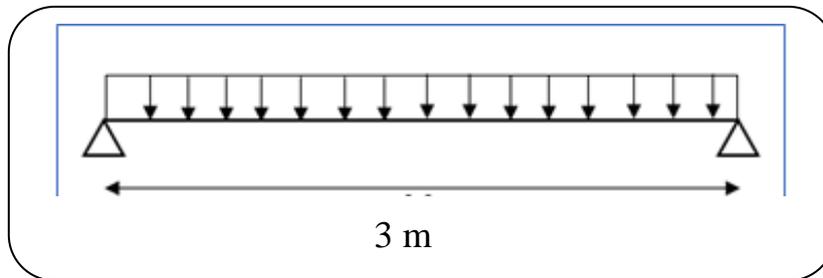


Figure III. 6: Schéma statique de la poutre palière.

- Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charges des cloisons :  $2,07 \times 1,7 = 3,77 \text{ kN/m}$  Charge revenant du palier :  $3,06$

$$\times (1,3/2) = 1,2 \text{ kN/m} \quad Q = 2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 3,77 + 1,2 + 1,62 = 6,59 \text{ kN/m}$$

**III.1.8.1. Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS**

$$f^{max} = \frac{5 \times 6,59 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{3000}{300} \Rightarrow I_y = 330,9 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE 140** ( $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$ )

**III.1.8.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé**

$$q_u = 1,35 (3,77 + 1,2 + 0,129) + 1,5(1,62)$$

$$q_u = 9,31 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (3,77 + 1,2 + 0,129) + 1,62$$

$$q_s = 6,72 \text{ kN/m}$$

**III.1.8.3. Vérification du moment fléchissant à l'ELU**

$$M_{sd} = \frac{9,31 \times 3^2}{8} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{88,34 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 13,96 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 10,44 \text{ KN.M} < M_{plrd} = 24,29 \text{ KN.m}$ , La condition est vérifiée.

**III.1.8.3.1. Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{9,31 \times 3}{2} = 13,96 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 764}{1,1\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 110,27 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 13,96 \text{ kN} < V_{plrd} = 110,27 \text{ kN}$   La condition est vérifiée.

**Vérification de la flèche à l'ELS :**

$$f^{max} = \frac{5 \times 6,59 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 541,2} = 6,23 \text{ mm} \leq f^{admi} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$f^{max} = 6,23 \text{ mm} \leq f^{admi} = 10 \text{ mm}$   La condition est vérifiée.

**On prend IPE 140 pour la poutre palière.**

**Vérification au déversement**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LTx} \beta_{Wx} W_{Pl,y} x_{fy}}{\gamma_{m0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

Avec :

$\beta_w : 1$  (Section de classe I)

$\gamma_{m1} : 1,1$

$M_{b,rd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/IZ}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/IZ}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \cdot \sqrt{C_1}} \quad \text{avec : } C_1=1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{3000/16.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3000/16.5}{140/6.9}\right)^2\right]^{0.25} \cdot \sqrt{1.132}} = 114.19$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_{LT} = \frac{114.19}{93.9 \times 0.92} = 1.322 > 0.4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,2(1,322 - 0,2) + 1,322^2] = 1,49$$

Avec :

$\alpha_{LT}$ : facteur d'imperfection = 0,2

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,49 + \sqrt{1,49^2 - 1,49^2})} = 0,29$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_{Wx} W_{Pl, y} f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,29 \times 38,34 \times 275}{1,1} = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 10,44 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 2,78 \text{ KN.m}$$

➤ **Donc la condition de déversement est vérifiée**

- **Conclusion :**

**On prend IPE 140 pour la poutre palière.**

### III.2. Acrotère

#### III.2.1. Introduction

L'acrotère est considéré comme un élément non structural et sera traité comme une poutre en porte-à-faux par rapport à la dalle de la terrasse.

Selon sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

L'acrotère subit deux types de charges :

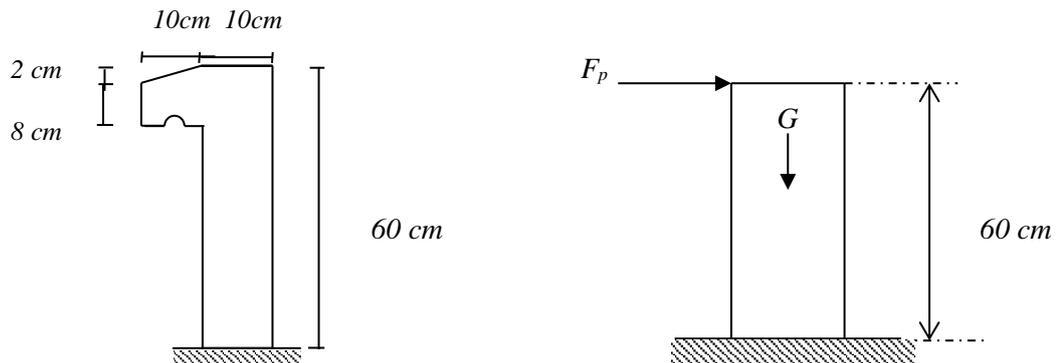
Poids propre : Il s'agit de la charge verticale exercée par l'acrotère lui-même en raison de sa masse.

Force horizontale de la main courante : Il s'agit d'une force horizontale exercée par une main courante, avec une valeur de  $Q=1$  kN par mètre linéaire.

Ces charges, le poids propre et la force horizontale de la main courante, doivent être prises en compte lors du calcul de l'acrotère en tant que poutre en porte-à-faux.

Le calcul se fait pour une bande de  $1m$  de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100cm$
- Hauteur  $H=60cm$
- Epaisseur  $e=10cm$



**Figure III. 7:** Schéma de l'acrotère.

#### III.2.2. Evaluation des charges

**a. Charge d'exploitation :**

$$Q=1,00 \text{ KN/ml}$$

**b. Charge permanente :**

On considère une bande de  $1$  m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour  $1$  ml est de :

$$G = \rho \times S$$

$S$  : la surface transversale totale de l'acrotère

$\rho$  : Le poids volumique du béton tel que  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \left( \frac{0,02 \times 0,1}{2} \right) = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids propre de l'acrotère :  $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement :  $G_2 = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 0,02 = 0,392 \text{ kN/ml}$

$G = G_1 + G_2 = 2,117 \text{ kN/ml}$

➤  $G = 2,117 \text{ kN/ml}$

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique  $F_p$  appliqué à sa partie supérieure.

Si  $F_p > 1,5 Q$  : on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures :

On a:

$$F_p = 4AC_p W_p \dots\dots\dots \text{« RPA99 version 2003 » [2].}$$

Avec :

- $F_p$  : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- $A$  : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2,  $A = 0,25$
- $C_p$  : facteur des forces horizontales ( $C_p = 0,8$ ) élément console
- $W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 2,117 \text{ KN}$ .

Alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,69 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,69 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,69 \text{ kN}$$

Donc :  $G = 2,117 \text{ kN/ml}$  et  $Q = 1,69 \text{ kN /ml}$

### III.2.3. Calcul des efforts

- État limite ultime :
  - ➔  $N_u = 1,35.G = 2,858 \text{ KN}$
  - ➔  $M_u = 1,5. F_p.h = 1,521 \text{ KN.m}$
  - ➔  $T_u = 1,5.F_p = 2,53 \text{ KN}$
- État limite de service :
  - ➔  $N_{ser} = G = 2,117 \text{ KN}$

→  $M_{ser} = F_p \cdot h = 1,014 \text{ KN.m}$

→  $T_{ser} = F_p = 1,69 \text{ KN}$

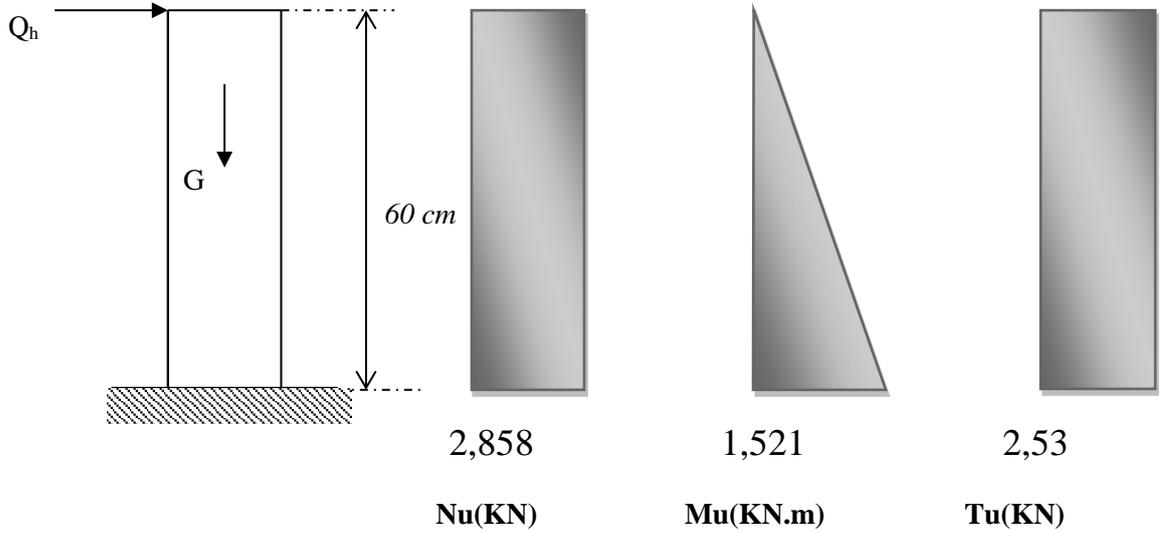


Figure III. 8: Diagrammes des efforts à L'ELU.

**III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère**

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$h = 10 \text{ cm}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $d = h - c = 8 \text{ cm}$  ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ,  $M_u = 1,521 \text{ kN.m}$  ,

$N_u = 2,858 \text{ kN}$  ,  $f_{BC} = 14,16 \text{ MPa}$  ,  $c = c' = 2 \text{ cm}$  ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$ .

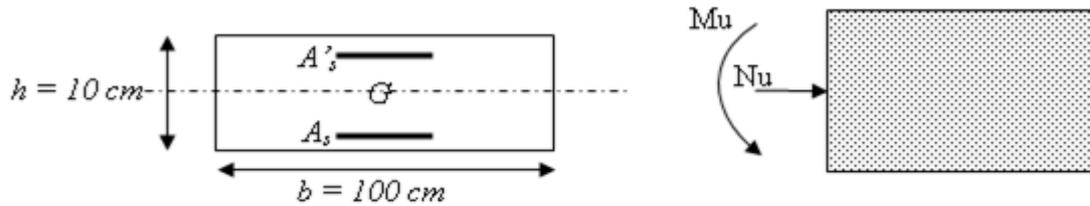


Figure III. 9: Section de calcul de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,521}{2,858} \times 10^2 = 53,22 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

**b. Calcul du moment fictif « M<sub>f</sub> » :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,6 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0176$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,022$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0176 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 57,98 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 49,76 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,49 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**c. Condition de non fragilité**

$$\underline{\underline{As_{min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,1/400) = 0,96 \text{ cm}^2}}$$

On prend  $A_s = \max(A_2 ; A_{min}) = 0,96 \text{ cm}^2$

La section choisie est 6T8 avec  $A_s = 3,018 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{6-1} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

**d. Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = \frac{60}{4-1} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

**III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 » : ..... [1].**

Il faut vérifier A<sub>s</sub> avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$F_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_c=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=10-2=8\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Min} \{1 \text{ cm}^2 ; 0,96 \text{ cm}^2\} = 0,96 \text{ cm}^2$$

### III.2.6. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,48\text{m}$$

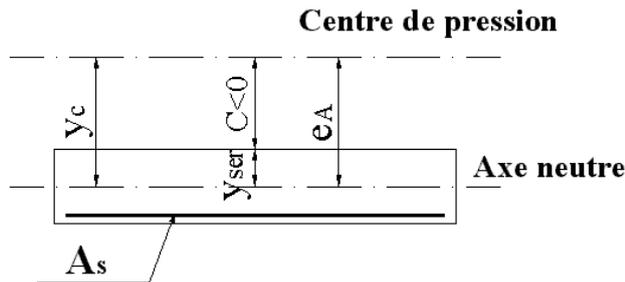


Figure III. 10: Distance de l'axe neutre.

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée ( $C=d-e_A$ )

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 50,9\text{cm} \Rightarrow C = -42,9\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » ..... [1].

On doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5512,05 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 157852,1 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 1,067 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,72$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,62 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,32 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,3 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 46,32 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,32 - 42,9 = 3,42 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,42 \text{ cm} \\ y_c = 46,32 \text{ cm} \end{cases}$$

**a. Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1902,46 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

**b. Vérification des contraintes :**

**1. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,117 \cdot 10^3 \times 46,32 \times 10}{1902,46 \cdot 10^4} \right) \times 34,2 = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**2. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 35,41MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots vérifiée$$

$$\sigma'_s = 10,97MPa < \bar{\sigma}'_s \dots\dots\dots vérifiée$$

**III.2.7. Vérification De L'effort Tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,53 \cdot 10^3}{80 \times 1000} = 0,031MPa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots vérifiée$$

**III.2.8. Schéma de Ferrailage d'acrotère**

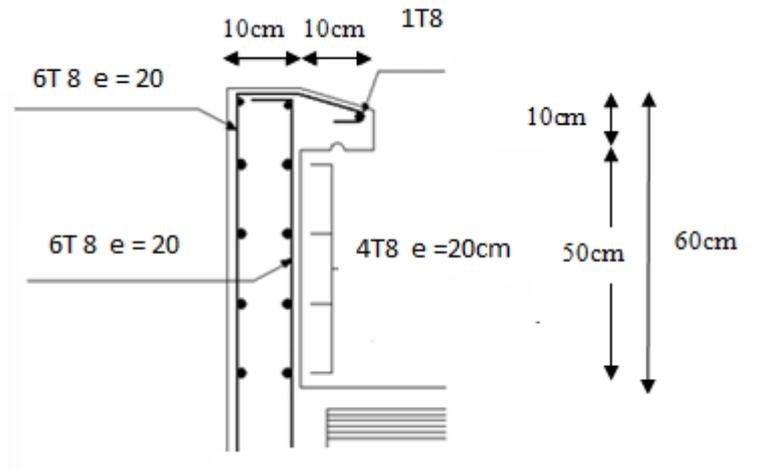


Figure III. 11: Disposition des armatures dans l'acrotère.

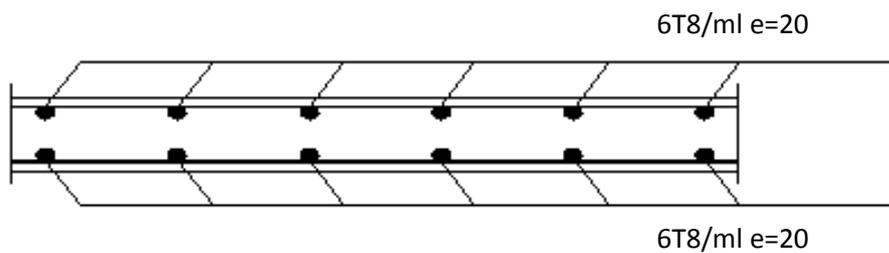


Figure III. 12: Ferrailage de l'acrotère.

# **Chapitre IV**

## **Etude dynamique et sismique**

### **IV.1. Introduction**

Les tremblements de terre sont des catastrophes naturelles qui peuvent causer des dommages considérables dans les zones urbaines. Ainsi, il est crucial de construire des bâtiments capables de résister aux secousses sismiques. C'est là qu'intervient la construction parasismique qui repose sur une analyse dynamique des constructions soumises à des vibrations sismiques. Cette analyse permet de prévoir les déformations et les charges maximales qui peuvent survenir pendant un séisme, afin de concevoir des structures robustes et sécurisées.

### **IV.2. Étude sismique**

Pour concevoir des structures résistantes aux séismes, l'analyse dynamique est une étape cruciale. Elle débute par la création d'un modèle mathématique de la structure à étudier. Ce modèle est ensuite intégré dans un logiciel spécialisé dans le calcul dynamique pour déterminer les modes de vibrations propres de la structure ainsi que les efforts induits par les mouvements sismiques. Cette analyse permet de s'assurer que la structure est capable de résister aux contraintes sismiques potentielles. En effet, la compréhension des mouvements vibratoires de la structure permet aux ingénieurs de concevoir des éléments structurels adaptés et des assemblages robustes capables de résister aux séismes.

### **IV.3. Objectifs de l'étude dynamique**

L'étude dynamique d'une structure parasismique vise à déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure et à calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. Cependant, la modélisation de la structure réelle peut être complexe et fastidieuse. Pour cela, des logiciels de calcul de structures comme ETABS sont utilisés pour représenter chaque élément constituant le bâtiment. Ainsi, les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type poutre avec deux nœuds et six degrés de liberté pour chaque nœud. Les planchers sont considérés comme des contraintes de type diaphragme, infiniment rigides dans leur plan.

### **IV.4. Méthode de calcul**

#### **IV.4.1. La méthode d'analyse modale spectrale**

En utilise cette méthode pour déterminer les modes de vibrations propres de la structure et calculer la réponse sismique et en prenant en compte l'effet de toutes les fréquences et modes

de vibrations possibles. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) fournissent des spectres de réponse élastique de référence pour différents types de sol et de site, qui sont utilisés pour calculer les forces sismiques correspondantes pour chaque mode de vibration propre. Enfin, les effets des modes de vibrations sont combinés pour obtenir la réponse sismique totale de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Ces paramètres sont en effet utilisés dans la méthode modale spectrale pour calculer les effets maximums de chaque mode de vibration de la structure et obtenir la réponse totale.

L'accélération maximale du sol A est un paramètre important car elle représente l'intensité de l'action sismique subie par la structure en fonction de la zone sismique et de la période de retour du séisme.

Le coefficient d'amortissement  $\zeta$  représente la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique. Il est généralement pris égal à 5% pour les bâtiments métalliques, mais peut varier selon le type de structure.

Le coefficient de comportement R est déterminé par le système de contreventement utilisé dans la structure. Il reflète la capacité de l'ossature à résister aux forces sismiques et peut varier en fonction de la conception de la structure.

Le facteur de qualité Q dépend de la nature de l'ouvrage et de la régularité de la structure. Il est utilisé pour ajuster les valeurs des effets sismiques calculés en fonction des caractéristiques de l'ossature.

Les périodes caractéristiques T1 et T2 sont également des paramètres importants, car elles sont utilisées pour déterminer les modes de vibration de la structure et pour calculer les réponses maximales en fonction de la période pour des accélérogrammes donnés, permettant ainsi de tracer le spectre de réponse. Ces valeurs dépendent de la nature du sol et de la zone sismique dans laquelle se trouve la structure.

### IV.5. Les conditionnes a vérifié

#### Résultante des forces sismiques de calcul

Cette condition est importante car elle permet de vérifier que la méthode modale spectrale est appropriée pour la structure étudiée. En effet, si la somme des forces sismiques obtenues à partir des modes modaux est inférieure à 80% de celle obtenue avec la méthode statique équivalente, cela signifie que les modes modaux les plus importants n'ont pas été pris en compte de manière adéquate. Dans ce cas, il est nécessaire de revoir la modélisation de la structure ou d'augmenter les paramètres de réponse pour assurer une réponse sismique appropriée. Cela garantit que la structure sera suffisamment résistante aux effets sismiques.

#### Déplacements inter étages

La formule pour calculer les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents est donnée par :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Le symbole correspond au déplacement relatif d'un étage K par rapport à l'étage K-1 dans la direction horizontale x-x. Cela signifie qu'il mesure le déplacement latéral d'un étage dans la direction x-x par rapport à l'étage immédiatement en dessous.

$\Delta_K^y$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y.

$\delta_{x,k}$  : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x.

$\delta_{y,k}$  : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens y-y.

**R** : le coefficient de comportement de la structure qui est défini par le système de contreventement utilisé.

### Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

La condition pour négliger les effets de second ordre (l'effet P-Δ) dans le cas des bâtiments est que le rapport entre la déformation due à la charge axiale (P) et la déformation due aux charges latérales (Δ) soit inférieur à 1/10. Cette condition est appelée la règle du 1/10 et est souvent utilisée dans les codes de conception parasismique pour évaluer la pertinence de l'effet P-Δ dans les structures. Si cette condition n'est pas satisfaite, les effets de second ordre doivent être pris en compte dans l'analyse et la conception de la structure.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau K.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

$h_k$  : Hauteur d'étage k.

### Dimensions de l'ouvrage

#### ✓ Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 30.6m.
- Hauteur du RDC : 3.06m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.

#### ✓ Dimensions en plan

- Largeur totale : 14.8m.
- Longueur totale : 26.5m.

## IV.6. Vérification de la structure sous l'effet de séisme

### IV.6.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

**IV.6.1.1. Coefficient d'accélération de zone**

**Tableau IV. 1:** Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE
	<b>III</b>
<b>2</b>	<b>0.25</b>

**IV.6.1.2. Facteurs d'amplification dynamique moyen D**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \text{ (4.2) page 38 (RPA99} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

V2003)

D'après le Tableau 4.7 des Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), pour la catégorie de site S3 qui correspond aux sites meubles, les périodes caractéristiques  $T_1$  et  $T_2$  sont respectivement égales à 0,1s et 0,3s. Ces valeurs dépendent de la nature du sol et de la zone sismique où se trouve la structure.

**IV.6.1.3. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la construction peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques.

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$C_T$  : coefficient, en fonction du système de contreventement, de type de remplissage donné par le tableau 4.6 [5]

$C_T = 0,05$  : Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, ou des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30.6\text{m}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 26.5 \text{ m} \rightarrow T'_x = \mathbf{0.535 \text{ sec.}}$$

$$D_y = 14.8\text{m} \rightarrow T'_y = \mathbf{0.651 \text{ sec.}}$$

D'après la formule (1) :

$$T_{\text{exp}} = Ct * hn^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{\text{exp}} = 0.05 * 30.6^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.651 \text{ sec.}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x-x)} : T_x = \min (0.535; 0.651) = \mathbf{0,535 \text{ sec.}} \\ \text{Sens (y-y)} : T_y = \min (0,651; 0,651) = \mathbf{0,651 \text{ sec.}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,3 \times T_x = 0,696 \text{ sec} \\ 1,3 \times T_y = 0,846 \text{ sec} \end{array} \right.$$

**Tableau IV. 2:** Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T <sub>1</sub>	0,15	0,15	<b>0,15</b>	0,15
T <sub>2</sub>	0,30	0,40	<b>0,50</b>	0,70

D'après l'article de Dr. TALEB, la période doit être comme suit :

**Tableau IV. 3:** Choix de la période de calcul

Cas	Période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

On est dans le cas de :  $T_{\text{analytique}} > 1,3T_{\text{empirique}}$

On a :  $T_x = 0.535 \text{ sec}$  et  $T_y = 0.651 \text{ sec}$

$$T = 1.3 \text{ Tempirique}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 3.586 \text{ sec} > 0,696 \text{ sec} \\ T = 3.586 \text{ sec} > 0,846 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$T = 1.3 \text{ Tempirique}$$

Donc  $T_x = 0.696 \text{ sec}$  et  $T_y = 0.846 \text{ sec}$

$$\left\{ T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$\left\{ 0.5 \leq 0.696 \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$\left\{ T_2 \leq T_Y \leq 3s \Rightarrow D_Y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_Y} \right)^{2/3}$$

$$\left\{ 0.5 \leq 0.846 \leq 3s \Rightarrow D_Y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_Y} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7.$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement = 5%  $\Rightarrow \eta = 1$ .

$$D_x = 2,5 \times \left( \frac{0,5}{0,696} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,01$$

$$D_y = 2,5 \times \left( \frac{0,5}{0,846} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,76$$

#### **IV.6.1.4. Le coefficient de comportement R**

En a un système mixte de portique avec contreventement de type X et de, R = 5 choisi selon le Tableau 4.3 à la page 41 de RPA 99 V2003.

#### **IV.6.1.5. Facteurs de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure (Q) est déterminé en fonction de plusieurs critères tels que la redondance et la géométrie des éléments qui la constituent, la régularité en plan et en élévation, ainsi que la qualité de contrôle de la construction. La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

$P_q$  : La pénalité à retenir dépend du critère de qualité q, qui peut être satisfait ou non satisfait.

Les valeurs de q sont données dans le tableau 4 des RPA 99 V2003. Le facteur de qualité Q est alors obtenu en multipliant la pénalité par la valeur initiale de Q (Q0).

**Tableau IV. 4:** Facteurs de qualité

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_x = 0.05 + 0.05 + 0.05 + 1 \rightarrow Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 0.05 + 0.05 + 0.05 + 1 \rightarrow Q_y = 1.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{//xx} = 1,15 \\ Q_{//yy} = 1,15 \end{array} \right.$$

**IV.6.1.6 poids total de la structure W**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire a la structure ;

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation ;

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ;  $\beta = 0.2$

**IV.6.2. L'analyse modale spectrale**

L'analyse modale spectrale est une méthode de calcul qui permet de déterminer les effets maximums d'un séisme sur une structure. Cette méthode utilise un spectre de réponse pour décrire la sollicitation sismique. L'analyse modale spectrale est applicable à tous les types de structures, mais pour obtenir des résultats précis et satisfaisants, il est essentiel de modéliser correctement la structure.

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

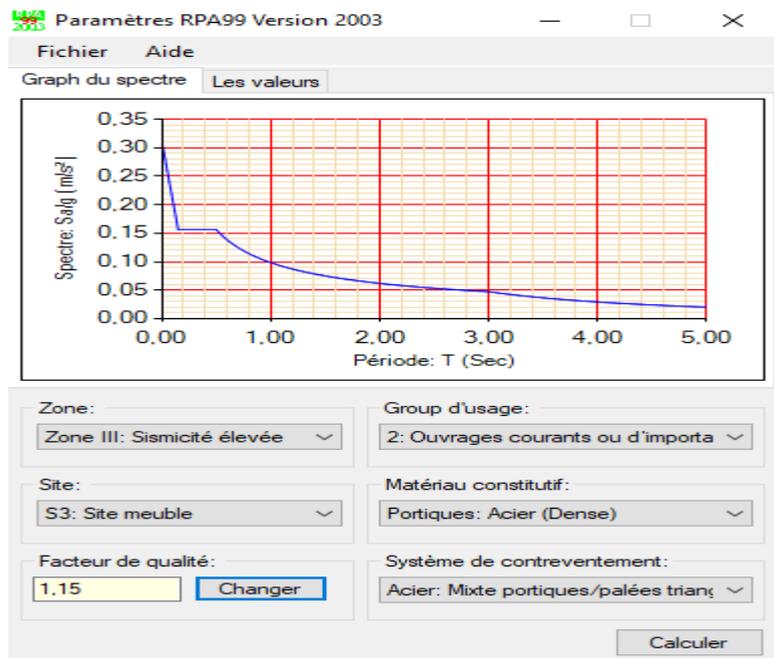
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Pour le présent projet, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

- Zone sismique III « BLIDA ».
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement  $\varepsilon = 5 \%$ .
- Facteur de qualité  $Q = 1.15$  (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement, pour chaque model on lui introduit son R correspondant.

Le spectre est donné par la figure ci-dessus :



## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

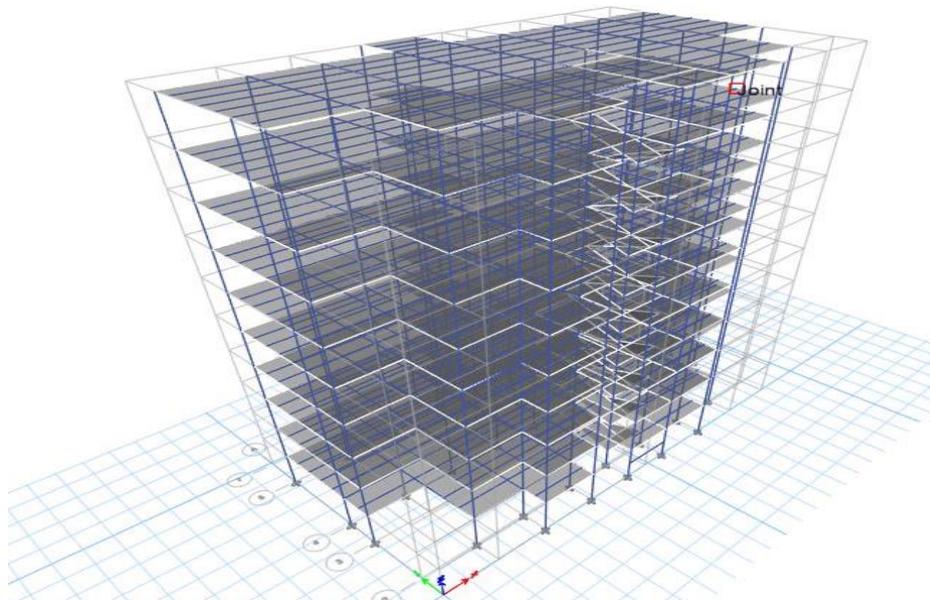
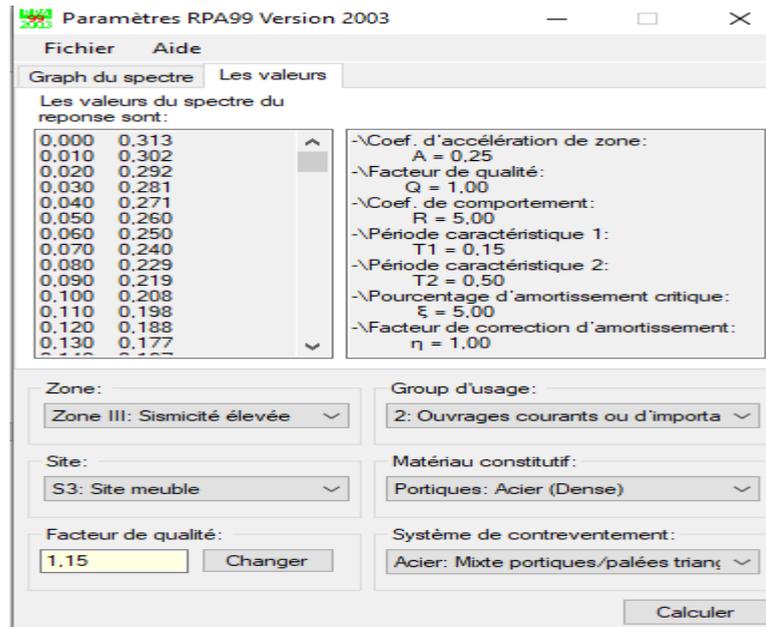


Figure IV. 1: Structure auto stable.

Tableau IV. 5: Présentation des éléments de structure

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC et 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup>	HEB 200
	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEB 160
	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	HEB 140
	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	HEB 120
Poutre principale	RDC – 9 étages	IPE300
Poutre secondaire	RDC – 9 étages	IPE160
Solive	RDC – 10 étages	IPE160

**IV.6.2.1. Model 1**

**IV.6.2.1.1. Vérification des périodes et des facteurs de participation massique du model**

**Tableau IV. 6:** Les périodes et les facteurs de participation massique du model

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	<b>3,557</b>	<b>0,679</b>	0,0002	0,679	0,0002	0,0252
2	2,321	0,0206	0,0212	0,6995	0,0215	<b>0,6646</b>
3	1,818	8,586E-06	<b>0,6968</b>	0,6995	0,7182	0,0211
4	1,421	0,1094	0,0007	0,809	0,7189	0,0014
5	0,975	0,0048	0,0019	0,8138	0,7209	0,1082
6	0,837	0,0879	0,0007	<b>0,9018</b>	0,7216	0,0142
7	0,733	1,959E-06	0,1188	0,9018	0,8404	0,0025
8	0,577	0,0019	0,0022	0,9037	0,8426	0,0651
9	0,513	0,0334	7,409E-06	0,9371	0,8427	0,004
10	0,461	9,207E-06	0,0638	0,9371	<b>0,9065</b>	0,0024
11	0,404	0,0115	2,207E-05	0,9486	0,9065	0,0019
12	0,381	0,001	0,0015	0,9496	0,908	0,0337

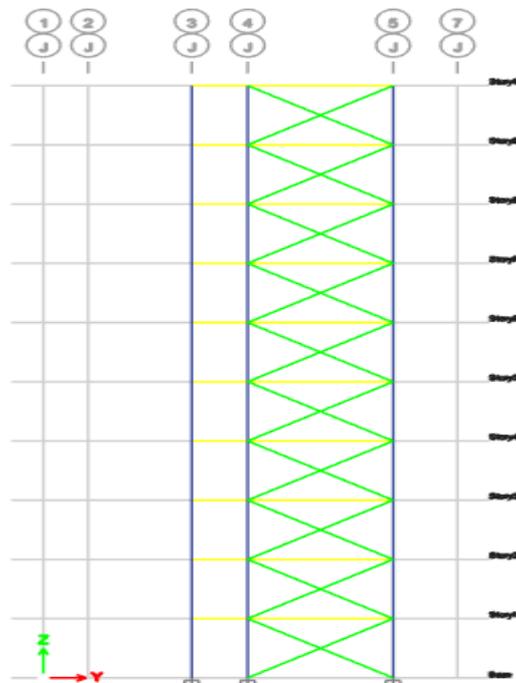
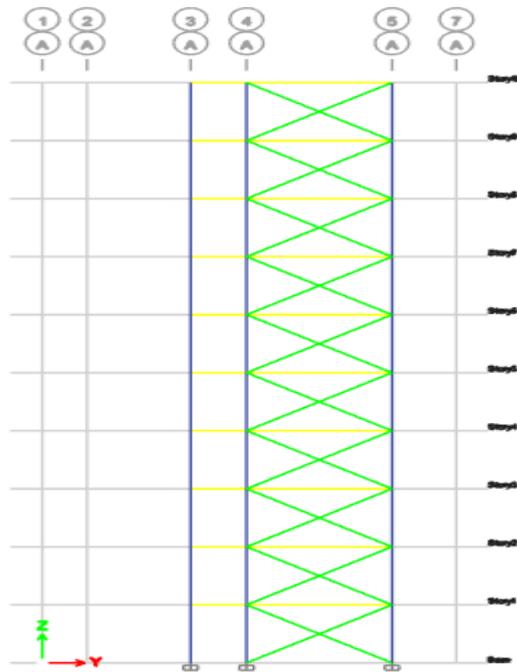
La classification de la structure comme étant souple nous amène à chercher une configuration intermédiaire en termes de rigidité entre celle de la structure actuelle et celle du modèle initial en ajoutant des contreventements. Pour représenter notre structure, on peut utiliser un système en brochette où les deux premiers modes sont des modes de translation et le troisième est un mode de rotation. Cependant, notre modèle ne satisfait pas à cette condition.

Il est important de noter que la vérification des efforts tranchants à la base et des déplacements inter-étages est généralement essentielle pour s'assurer de la sécurité et de la stabilité de la structure. Cependant, dans le cas présent où la structure manque de rigidité et ne répond pas à la condition des 3 premiers modes, il est probable que ces vérifications ne soient pas nécessaires. Il est cependant recommandé de procéder à une analyse plus approfondie de la structure et de consulter les normes et réglementations en vigueur pour s'assurer de la sécurité de la structure.

D'après tous ces résultats, il est recommandé d'ajouter des contreventements selon l'axe y-y pour améliorer la stabilité de la structure.

### IV.6.2.2. Model 2

On ajoute un UPN100 comme type de contreventement sur les axes A et J sur le model.



Dans ce cas, le deuxième mode fondamental sera une translation et la participation modale sera vérifiée. Les autres vérifications dynamiques ne sont pas satisfaites.

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Donc, en conservant le même portique et en augmentant les contreventements jusqu'à utiliser double UPN200 tout en maintenant le même type X.

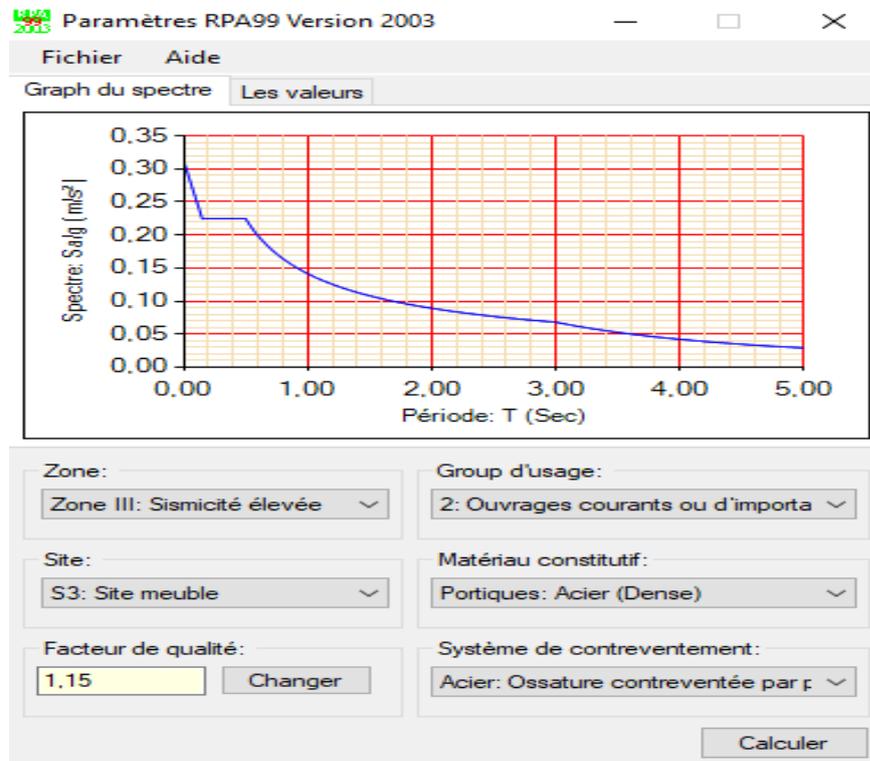
- **Remarque :** Dans ce cas, toutes les vérifications sont satisfaites, à l'exception de la condition de résistance. Le coefficient de comportement R n'est pas vérifié.

EX POTEAUX	190,2457	EX	1405,838	r =	14%	EX CV	86%
EY POTEAUX	608,1164	EY	1274,976	r=	48%	EY CV	52%

Il est à noter que l'effort sismique dans les poteaux du rez-de-chaussée, dans le sens y-y, est égal à 14 % de l'effort sismique total dans le sens y-y. Selon la condition de la réglementation RPA 99 v 2003, les cadres auto stables ductiles doivent être capables de supporter seuls au moins 25 % des charges horizontales totales. Par conséquent, cette condition n'est pas satisfaite. Pour remédier à cela, il est nécessaire de réduire le coefficient de comportement R et de le fixer à  $R = 4$ .

### IV.6.2.3. Model final

D'après la modification du coefficient de comportement R, en prenant la valeur de 4, il convient de noter que cela aura un impact sur les résultats.



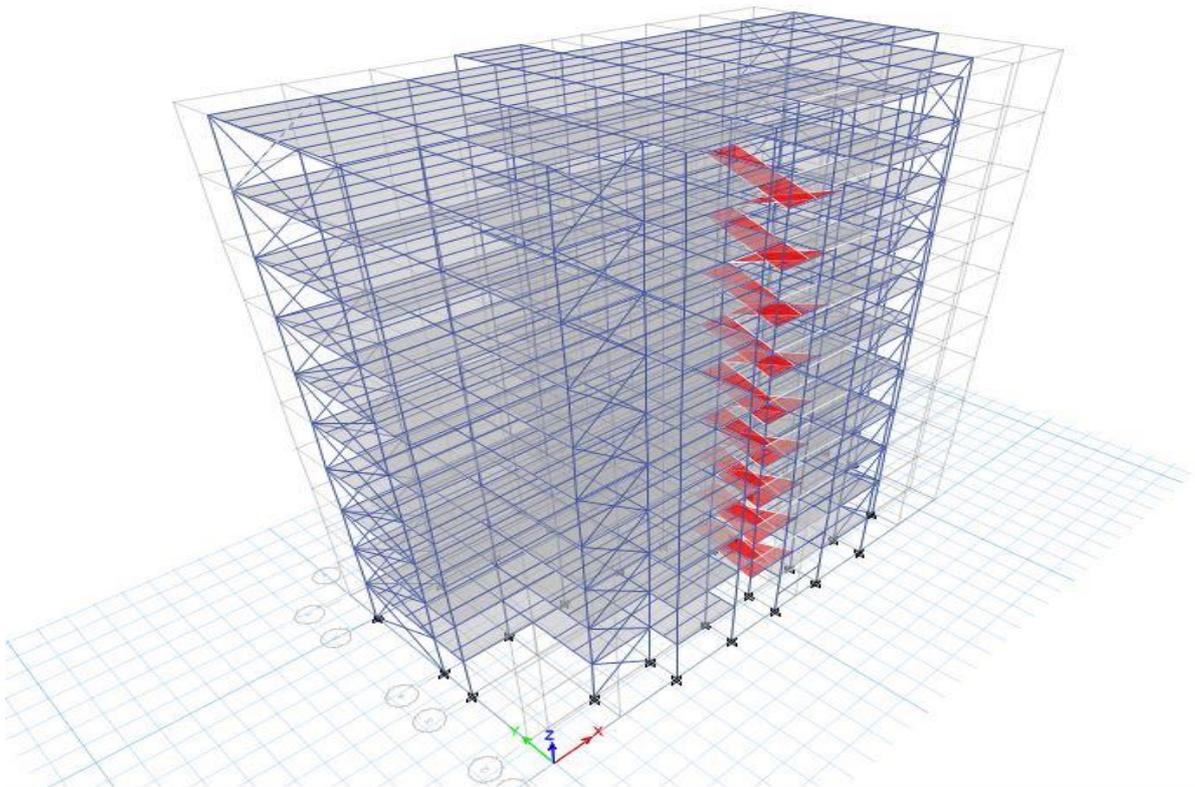
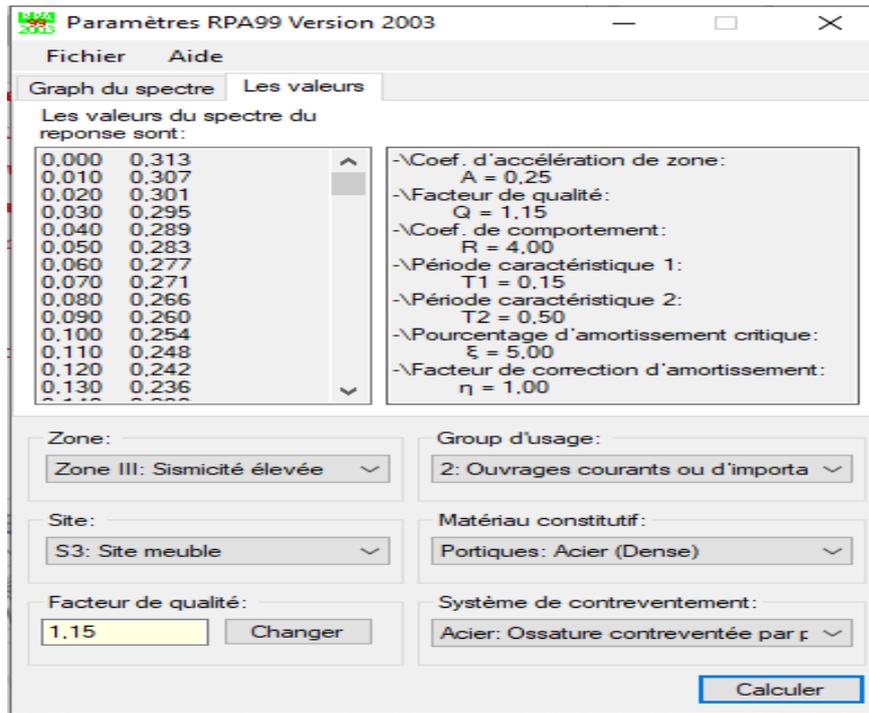
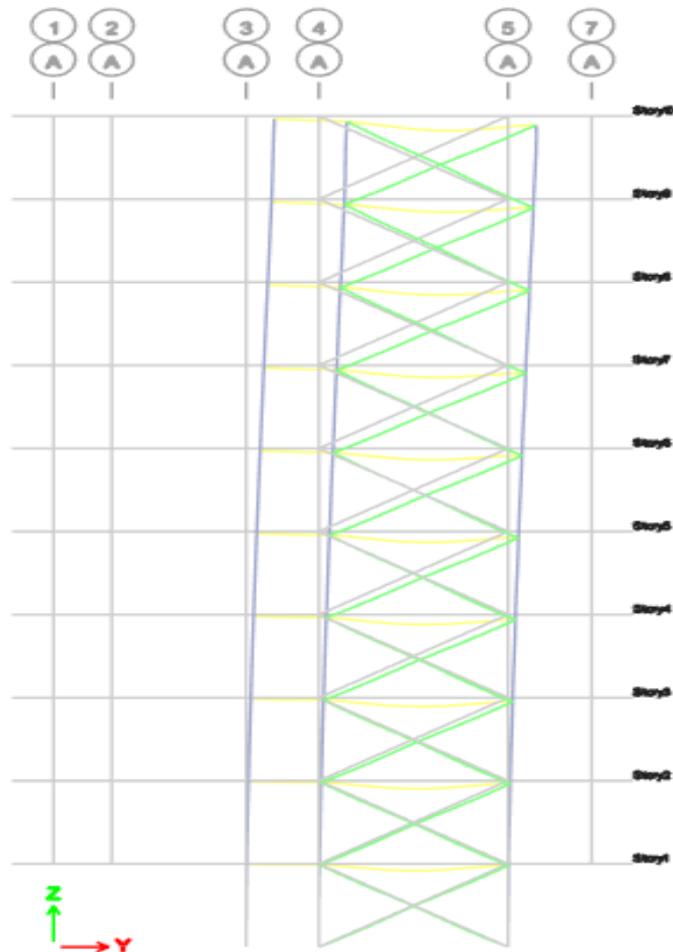


Figure IV. 2: Model 3d.

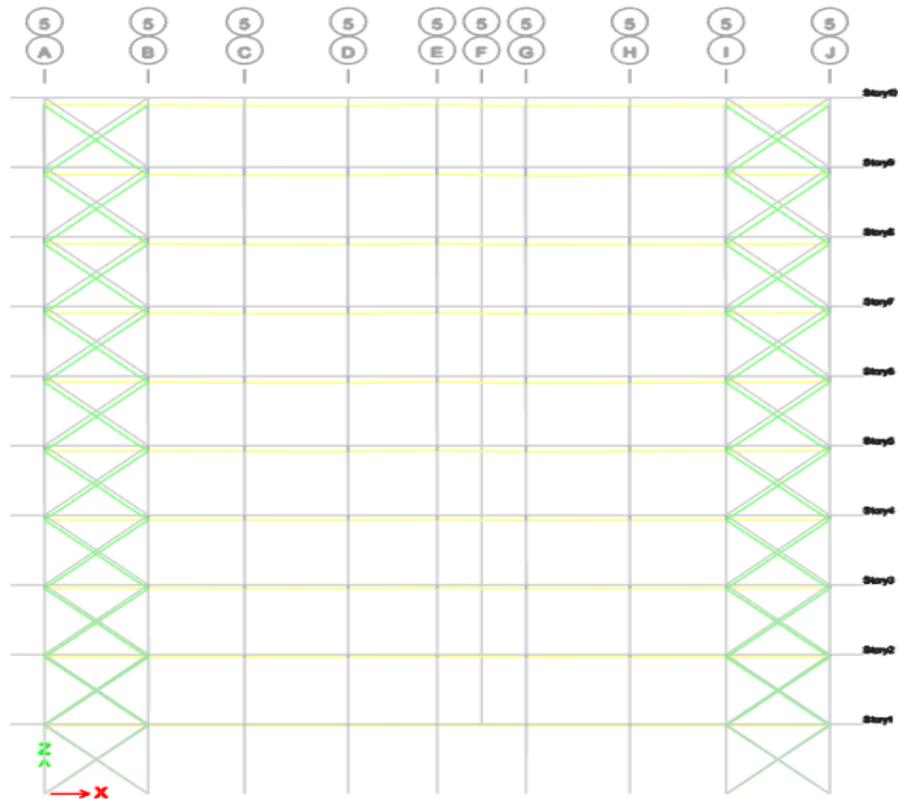
## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

**Tableau IV. 7:** Présentation des éléments de la structure

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
<b>POTEAU</b>	<b>RDC et 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup></b>	<b>HEB 400</b>
	<b>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup></b>	<b>HEB 340</b>
	<b>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup></b>	<b>HEB300</b>
<b>Les contreventements</b>	<b>RDC – 9<sup>ème</sup> étage</b>	<b>2UPN200/10/</b>
<b>Poutre principale</b>	<b>RDC – 9 étages</b>	<b>IPE 300</b>
<b>Poutre secondaire</b>	<b>RDC – 9 étages</b>	<b>IPE300</b>
<b>Solive</b>	<b>RDC – 9 étages</b>	<b>IPE160</b>







**IV.6.2.3.1. Vérification de la période et la participation massique**

Tableau IV. 8: Les périodes et les facteurs de participation massique du model

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
Modal	1	<b>0,957</b>	<b>0,669</b>	0,0033	0,0202	0,669	0,0033
Modal	2	0,824	0,0034	<b>0,7228</b>	2,78E-05	0,6725	0,726
Modal	3	0,521	0,0242	0,0002	<b>0,7028</b>	0,6967	0,7263
Modal	4	0,246	0,1709	0,0117	0,005	0,8677	0,7379
Modal	5	0,24	0,0129	0,1534	0,0002	0,8806	0,8913
Modal	6	0,149	0,0049	1,36E-05	0,1754	0,8855	0,8914
Modal	7	0,123	0,0002	0,0481	1,73E-05	0,8858	<b>0,9394</b>
Modal	8	0,116	0,0595	0,0002	0,0027	<b>0,9453</b>	0,9396
Modal	9	0,083	0	0,0235	2,67E-05	0,9453	0,963
Modal	10	0,077	0,0077	1,97E-05	0,0356	0,953	0,963
Modal	11	0,074	0,0195	0	0,0117	0,9725	0,963
Modal	12	0,062	1,06E-05	0,0135	4,03E-06	0,9725	0,9765

### Constatations :

Nous avons vérifié que le taux de participation de la masse est supérieur à 90% pour les modes à partir du 8ème selon xx et du 7ème selon yy. Cela signifie que le nombre de modes pris en compte est suffisant pour bien représenter le comportement dynamique de la structure. Les deux premiers modes sont des modes de translation, le premier dans le sens x-x et le deuxième dans le sens y-y, tandis que le troisième mode est un mode de rotation autour de l'axe z-z. Ces résultats satisfont les conditions de participation massique et de modes de translation.

On a :

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.535 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.535 = 0.696 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = \mathbf{0,957} > 1.3T_{empirique} = 0,696 \text{ sec}$$

$$T = 1.3T_{empirique}$$

- Sens-y-y :

$$1.3T_{empirique} = 0.846 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = \mathbf{0,957} > 1.3T_{empirique}$$

$$T = 1.3T_{empirique}$$

D'après le calcul précédent on a

$$\rightarrow D_x = 2,5 \times \left( \frac{0,5}{0,696} \right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{2,01}$$

$$D_y = 2,5 \times \left( \frac{0,5}{0,846} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,76$$

Voici un tableau résumant les différents facteurs utilisés dans le calcul de la statique équivalente de la structure. Le poids de cette dernière a été déterminé en utilisant le logiciel Etabs.

#### IV.6.2.3.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	A	D	Q	R	W	V
<b>XX</b>	0,25	2,01	1,15	4	14474,14	2091,061
<b>YY</b>	0,25	1,76	1,15	4	14474,14	1830,979

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Il est important de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base de la structure, obtenue par la combinaison des valeurs modales, est supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée ( $V_{dyn} > 0.8V_{stat}$ ), il est nécessaire d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport  $0.8V_{stat}/V_{dyn}$ .

Après l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, il convient de vérifier que cette condition est respectée, et voici les résultats obtenus :

**Tableau IV. 9:** Les forces sismiques suivant les deux sens

TABLE : Base Réactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	V dynamique
/	/	/	KN	KN	
EX	LinRespSpec	Max	1823,485	40,2728	1823,4846
EY	LinRespSpec	Max	40,2728	1755,151	1755,1514

$$V_{x,dyn} = 1823,4846 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = 1755,1514 \text{ KN}$$

**Tableau IV. 10:** Vérification de l'effort tranchant à la base

sens	0,8VS	V. Dynamiques	VERIFICATION
x-x	1672,849043	1823,4846	CV
y-y	1464,783241	1755,1514	CV

**Conclusion :** L'effort tranchant à la base est vérifié

### IV.6.2.3.3. Vérification des déplacements inter étage

Il est nécessaire de vérifier les déplacements latéraux inter-étages en respectant l'inégalité suivante [5]

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

**Tableau IV. 11:** Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Story	Diaphragme	Output Case	Case Type	Step Type	Selma Ek	R	Segma K	Delta k	0,01he	Vérification
Story10	D1	EX	LinRespSpec	Max	56,01242	4	224,0496846	25,93535	30,6	Cv
Story9	D1	EX	LinRespSpec	Max	49,52858	4	198,1143324	26,07654	30,6	Cv
Story8	D1	EX	LinRespSpec	Max	43,00945	4	172,0377946	27,12839	30,6	Cv
Story7	D1	EX	LinRespSpec	Max	36,22735	4	144,9094087	27,29634	30,6	Cv
Story6	D1	EX	LinRespSpec	Max	29,40327	4	117,6130695	26,84837	30,6	Cv
Story5	D1	EX	LinRespSpec	Max	22,69118	4	90,76470336	25,47264	30,6	Cv
Story4	D1	EX	LinRespSpec	Max	16,32301	4	65,29205869	22,97671	30,6	Cv
Story3	D1	EX	LinRespSpec	Max	10,57884	4	42,31534436	19,37264	30,6	Cv
Story2	D1	EX	LinRespSpec	Max	5,735675	4	22,94270045	14,78497	30,6	Cv
Story1	D1	EX	LinRespSpec	Max	2,039433	4	8,157730076	8,15773	30,6	Cv

**Tableau IV. 12:** Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Story	Diaphragme	Output Case	Case Type	Step Type	Selma Ek	Segma k	R	Delta k	0,01he	Vérification
Story10	D1	EY	LinRespSpec	Max	38,27930419	153,1172	4	14,15255	30,6	CV
Story9	D1	EY	LinRespSpec	Max	34,74116672	138,9647	4	15,76129	30,6	CV
Story8	D1	EY	LinRespSpec	Max	30,80084366	123,2034	4	17,01299	30,6	CV
Story7	D1	EY	LinRespSpec	Max	26,54759494	106,1904	4	17,67291	30,6	CV
Story6	D1	EY	LinRespSpec	Max	22,12936737	88,51747	4	18,10474	30,6	CV
Story5	D1	EY	LinRespSpec	Max	17,6031821	70,41273	4	17,92483	30,6	CV
Story4	D1	EY	LinRespSpec	Max	13,1219755	52,4879	4	17,10075	30,6	CV
Story3	D1	EY	LinRespSpec	Max	8,846786987	35,38715	4	15,32047	30,6	CV
Story2	D1	EY	LinRespSpec	Max	5,01667021	20,06668	4	12,88043	30,6	CV
Story1	D1	EY	LinRespSpec	Max	1,796563664	7,186255	4	7,186255	30,6	CV

❖ **Remarque :**

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée donc il son vérifie.

**IV.6.2.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

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.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations.

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k'

**Tableau IV. 13:** Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  suivant l'axes X-X

TABLE: Mass Summary by Diaphragm										
Story	Diaphragme	Mass X	mass x	PK	DELTA K	Vx	hk	o	Limite	Vérification
		kg	KN	kN	mm	KN	KN	!	!	!
Story10	D1	78225,46	78,22546	767,3918	25,93535212	438,7304	3060	0,014825	0,1	cv
Story9	D1	81043,18	81,04318	795,0336	26,07653785	744,0939	3060	0,009105	0,1	cv
Story8	D1	82766,02	82,76602	811,9347	27,12838593	977,5307	3060	0,007364	0,1	cv
Story7	D1	83649,53	83,64953	820,6019	27,29633912	1169,878	3060	0,006257	0,1	cv
Story6	D1	84547,8	84,5478	829,4139	26,84836619	1334,323	3060	0,005454	0,1	cv
Story5	D1	84547,8	84,5478	829,4139	25,47264467	1476,419	3060	0,004676	0,1	cv
Story4	D1	84547,8	84,5478	829,4139	22,97671433	1599,261	3060	0,003894	0,1	cv
Story3	D1	85628,07	85,62807	840,0114	19,37264391	1702,142	3060	0,003124	0,1	cv
Story2	D1	86730,5	86,7305	850,8262	14,78497037	1781,55	3060	0,002308	0,1	cv
Story1	D1	84257,51	84,25751	826,5662	8,157730076	1823,355	3060	0,001209	0,1	cv

**Tableau IV. 14:** Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  suivant l'axes Y-Y

TABLE: Mass Summary by Diaphragm										
Story	Diaphragme	Mass Y	MASS	PK	DELTA K	vy	hk	o	Limite	Vérification
		kg	KN	KN	mm	kn	mm	!	!	!
Story10	D1	78225,46	78,22546	767,3918	14,15254987	387,9353	3060	0,009149	0,1	cv
Story9	D1	81043,18	81,04318	795,0336	15,76129225	678,4158	3060	0,006036	0,1	cv
Story8	D1	82766,02	82,76602	811,9347	17,01299488	920,7233	3060	0,004903	0,1	cv
Story7	D1	83649,53	83,64953	820,6019	17,67291029	1121,784	3060	0,004225	0,1	cv
Story6	D1	84547,8	84,5478	829,4139	18,10474107	1292,126	3060	0,003798	0,1	cv
Story5	D1	84547,8	84,5478	829,4139	17,9248264	1436,247	3060	0,003383	0,1	cv
Story4	D1	84547,8	84,5478	829,4139	17,10075405	1557,008	3060	0,002977	0,1	cv
Story3	D1	85628,07	85,62807	840,0114	15,32046711	1653,437	3060	0,002544	0,1	cv
Story2	D1	86730,5	86,7305	850,8262	12,88042618	1722,136	3060	0,00208	0,1	cv
Story1	D1	84257,51	84,25751	826,5662	7,186254657	1755,065	3060	0,001106	0,1	cv

### **IV.7. Conclusion**

En somme, toutes les vérifications de ce chapitre ont été satisfaites, ce qui confirme la validité des résultats dynamiques obtenus. Cette analyse approfondie a permis une meilleure compréhension de la réponse de la structure aux charges dynamiques, et elle constitue une base solide pour d'éventuelles améliorations dans la conception et la sécurité des structures similaires dans le domaine du génie civil.

# **Chapitre V**

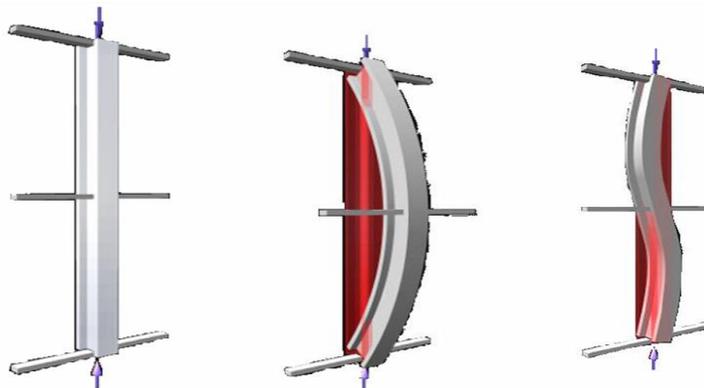
## **Vérification des éléments**

### V.1. Introduction

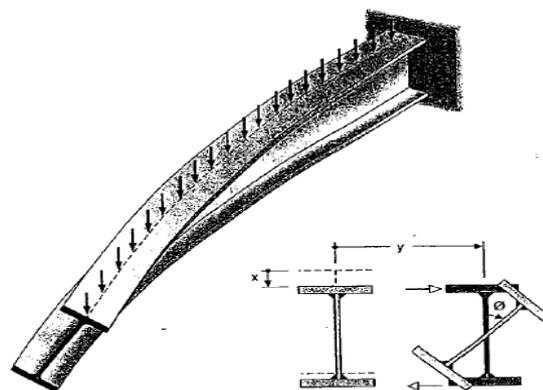
Pour garantir la stabilité d'une structure et assurer la sécurité, il est nécessaire de prendre en compte toutes les combinaisons d'actions possibles définies par les réglementations. Cela implique de vérifier la stabilité à la fois au niveau global de la structure et au niveau individuel de chaque élément.

Les actions appliquées sur les éléments de la structure entraînent des sollicitations qui génèrent des contraintes et des déformations. Afin de maintenir le niveau de sécurité requis, il est important de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles. Les grandes déformations peuvent affecter les zones comprimées des pièces, ce qui peut entraîner trois types de comportements instables caractéristiques :

Le flambement : Il se produit lorsque des barres sont soumises à une compression pure (flambement simple) ou à la fois à une compression et à une flexion (flambement composé). Le flambement est un phénomène très dangereux.

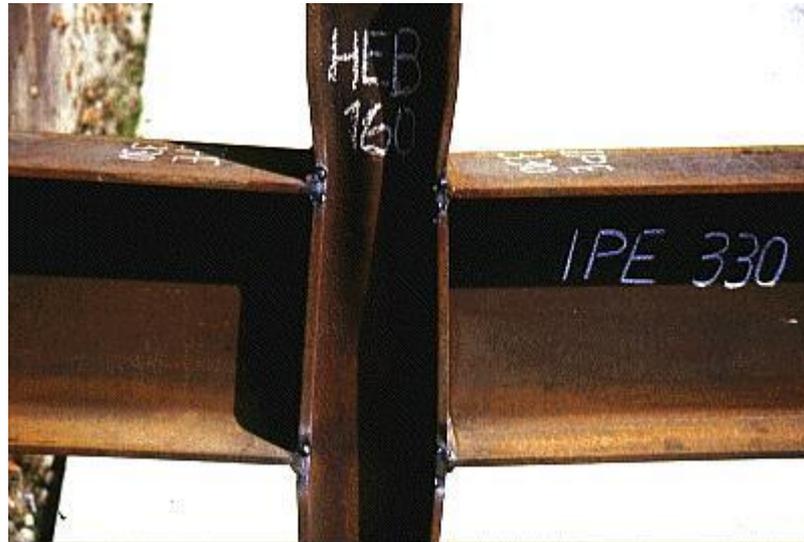


Le déversement : Il se produit lorsque les semelles comprimées des pièces fléchies ne peuvent pas supporter les charges appliquées et se déforiment latéralement.



Déversement d'une console

Le voilement : Il se produit lorsque les âmes des pièces fléchies ne peuvent pas résister aux forces appliquées et se déforment en forme de voile.



Dans ce chapitre, nous allons effectuer les vérifications nécessaires concernant ces phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, notamment les références [5] et [6].

### **V.2. Vérification des poteaux**

En règle générale, les éléments verticaux porteurs subissent principalement des forces de compression. Initialement, la conception des poteaux avait été réalisée en tenant compte de la compression simple et du flambement. Cependant, suite à une étude dynamique ultérieure, il a été observé que les poteaux subissent également des sollicitations de flexion combinée à la compression. Par conséquent, dans ce chapitre, les poteaux seront dimensionnés en prenant en compte la flexion composée.

#### **V.2.1. Method de calcul**

##### **V.2.1.1. Vérification de flambement des poteaux**

Les poteaux subissent une flexion combinée où chaque poteau est exposé à une force normale  $N_{sd}$  ainsi qu'à deux moments de flexion  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$ . La vérification est effectuée pour toutes les combinaisons spécifiées dans les règlements CCM97, en prenant en compte les sollicitations les plus critiques selon les deux directions.

**V.2.1.2. Vérification vis-à-vis du flambement**

- Les différentes sollicitations doivent être combinées en prenant en compte les cas les plus défavorables, qui sont les suivants :
  - **Cas 1** :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.
  - **Cas 2** :  $M_{y,sd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.
  - **Cas 3** :  $M_{z,sd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{y,sd}$  correspondant.

**Les étapes de vérification au flambement**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent vérifier à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  ;  $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$  ;  $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$  ;  $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$  ;  $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M,y}$  Et  $\beta_{M,z}$  sont des facteurs de moment uniforme équivalents pour le flambement par flexion.
- Selon le rapport précédent, le pourcentage de participation de chaque élément à la résistance globale de l'ensemble est indiqué. Dans le cas d'une ossature métallique, si le système de contreventement est efficace et parvient à réduire les déplacements horizontaux d'au moins 80%, l'ossature peut être considérée comme contreventée. Dans cette situation, le calcul de la longueur de flambement peut être effectué en utilisant la méthode des nœuds fixes, comme mentionné dans la référence [6]. Cette approche permet de prendre en compte la rigidité du système de contreventement et d'évaluer plus précisément la résistance aux efforts de flambement de l'ossature métallique.
  - **Cas 1** :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant

## Chapitre V : Vérification des éléments

### - Exemple de calcul

Nos calculs vont être mené sur le Poutreau du RDC C24 d'un profilé HEB400 et d'une hauteur de 3.06 m.

**Tableau V. 1:** Caractéristiques de profilé HEB400

Profil	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>HEB400</b>	197,8	57680	10820	3232	2884	1104	721,3	17,08	7,40

Suivant l'axe y-y :

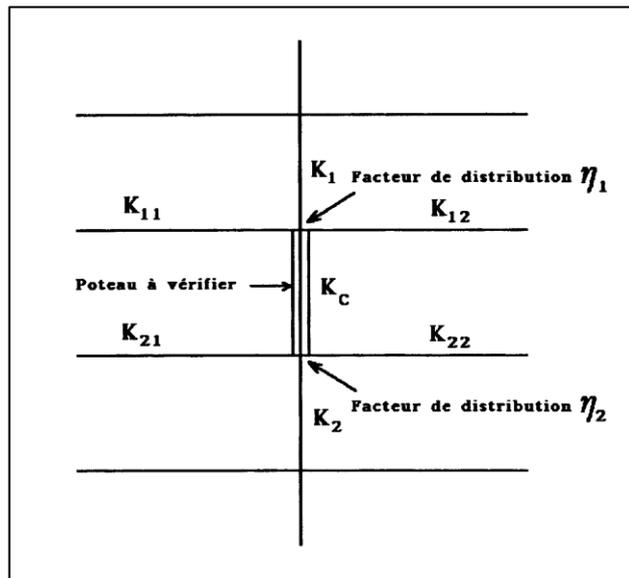
$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93,9\varepsilon} ; \left( f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92 \right)$$

Pour un mode d'instabilité a nœuds fixe on a :

$$- \frac{L_f}{L_0} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) - 0,055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}} \rightarrow \eta_2 = 0$  Car le poteau est encastéré à la base.
- $K_{C1}$  Et  $K_{C2}$  la rigidité des poteaux adjacents
- $K_{Pij}$  La rigidité des poutres associées au nœud considéré



**Figure V. 1:** Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Suivant l'axe y-y :

Donc :

$$K_C = \frac{I_y}{h} = \frac{57680 \times 10^4}{3.06 \times 10^3} = 188496,7 \text{ mm}^3$$

$$K_{P11} = \frac{I_{y(IPE300)}}{L_{(IPE300)}} = \frac{8356 \times 10^4}{5.7 \times 10^3} = 14659,65 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.93 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fy} = 1.93 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1.93 \times 17.08 \times 10^3 \times 10}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.13 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

On a  $h/b = 400/300 = 1.333 > 1.2$  et  $t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$  donc  $\alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.5$$

$$\chi_y = 1$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon} ; \left( f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{10820 \times 10^4}{3.06 \times 10^3} = 35359.477 \text{ mm}^3$$

$$K_{P11} = \frac{I_{z(IPE300)}}{L_{(IPE300)}} = \frac{8356 \times 10^4}{5.7 \times 10^3} = 14659.649 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.6 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 1,78 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1.834 \times \frac{10^3}{7.40} \times 10}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,28 > 0.2 \text{ il a le risque de flambement.}$$

on a  $\alpha_z = 0.34$  d'après le corbe alfa

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) \rightarrow \phi_z = 0,55$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,98$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plus défavorable est :  $G + Q + Ex$

## Chapitre V : Vérification des éléments

- Suivant l'axe y-y :

- D'après le tableau 55.4 page 97 CCM97

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi$$

- D'après l'article 5.5.4 pages 93 de CCM97

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi_y = \frac{-3.62}{-14.95} = 0.24 \dots\dots\dots B_{M_y} = 1.63$$

$$\phi_z = \frac{8.59}{23.17} = 0,37 \dots\dots\dots B_{M_z} = 1,54$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$$\mu_y = 0.13 \times (2 \times 1.63 - 4) + \left( \frac{3232 - 2884}{2884} \right)$$

$$\mu_y = 0.024 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{0.024 \times (2206.78) \times 10^3}{1 \times 19780 \times 275} = 0.990 < 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$$

$$\mu_z = 0.28 \times (2 \times 1.54 - 4) + \left( \frac{1104 - 721.3}{721.3} \right)$$

$$\mu_z = 0.27 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$K_z = 1 - \frac{0.27 \times 2206.78 \times 10^3}{0.98 \times 19780 \times 275} = 0.90 < 1,5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{(2206.78) \times 10^3}{0.98 \times 197236.7 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.99 \times (14.95) \times 10^6}{3232000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.9 \times (23.17) \times 10^6}{1104000 \times \frac{275}{1,1}} = 0.13 < 1$$

- **condition vérifiée**

- Suivant l'axe z-z:

On aura :

Selon l'article 5.5.4 équations 5.51 page 94 de CCM 97 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.14 < 1 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

**V.2.2. Vérification vis-à-vis du déversement**

Pour vérifier le déversement des éléments en utilisant l'équation suivante :

Selon l'article 5.5.4 équations 5.52 page 94 de CCM 97 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_Y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$
- $\beta_{MLT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

**Exemple de calcul**

On doit d'abord vérifier que :  $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$

Selon art 3.3.3.2 CHAPITRE 5.5.2 pages 141 – 142 de EUROCOD 3

$\beta_w = 1$  pour section classe 1 ou 2

Avec :

Calcule l'élancement  $\bar{\lambda}_{LT}$  selon l'annexe F art F2 a l'Eurocode 3

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ E} = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

Sachant que :  $\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{i_z}}{\left[ \frac{L}{h} \right]}{\left[ \frac{L}{t_f} \right]} \right]^2 \right]^{0.25}}}$  ;

C1 : facture dépende des conditions des charge et l'encastrement donner dans le tableaux annexe F

$$\lambda_{LT} = \frac{41.35}{1.14} = 36,34395135$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,35 < 0.4 \rightarrow \text{pas de Risk de diversement}$$

## Chapitre V : Vérification des éléments

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau V. 2:** Efforts internes des poteaux sous  $N_{max}$  pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	Station	$N_{sd}^{maxe} (KN)$	$M_{sdy} (KN.m)$	$M_{sdz} (KN.m)$
10	ELU	C19	-146.52	-2.41	-6.35
9	ELU	C17	-281.6	1.19	12.01
8	ELU	C17	-422.33	1.15	10.52
7	ELU	C17	-563.58	1.16	12.44
6	ELU	C17	-705.05	1.03	11.92
5	ELU	C17	-899.19	-3.62	-73.26
4	G+Q+Ex	C24	-1164.40	-2.37	-22.20
3	G+Q+Ex	C24	-1486.01	-3.55	-25.04
2	G+Q+Ex	C24	-1836.46	-2.53	-24.19
1	G+Q+Ex	C24	-2206.78	-14.95	-23.17

Ci-dessous, vous trouverez un tableau regroupant les résultats calculés manuellement et les vérifications effectuées conformément aux règlements CCM97.

**Tableau V. 3:** Vérifications au flambement par flexion

Déversement					Flambement				
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$\lambda LT_y$	$\lambda / LT_z$	Condition $\leq 0.4$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
10eme	HEB300	35.35	0.35	Vérifié	0.97	1	1	0.02	Vérifie
9eme	HEB300	35.35	0.35		0.97	1.01	0.98	0.109	
8eme	HEB300	35.35	0.35		0.97	1.02	1	0.14	
7eme	HEB340	35.56	0.35		0.97	1.03	1	0.19	
6eme	HEB340	35.56	0.35		0.97	1.03	0.99	0.19	
5eme	HEB340	35.56	0.35	Vérifiée	0.97	1.14	0.92	0.37	
4eme	HEB340	35.56	0.35		0.95	1.22	0.99	0.34	
3eme	HEB400	36.34	0.36		0.97	1,18	0,96	0,42	
2eme	HEB400	36.34	0.36		0,95	1,13	1,09	0,43	
1er	HEB400	36.34	0.36		0,97	1,17	0,86	0,54	

• **Cas 2 :  $M_{ysd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant**

Les valeurs des efforts internes sont extraites du logiciel ETABS et sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre V : Vérification des éléments

**Tableau V. 4:** Efforts internes des poteaux sous  $M_{ysd}^{max}$  pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	Station	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$	$M_{sdy max}(KN.m)$
10	G+Q+EY	C07	-48,1011	-3,3422	-70,4315
9	G+Q+EY	C07	-107,0987	-2,903	-53,3589
8	C+Q+EX	C101	-299,873	-2,8903	-58,7424
7	G+Q+EX	C101	-489,2445	-2,8325	-67,5041
6	G+Q+EX	C101	-690,7767	-3,335	-70,9453
5	G+Q+EX	C101	-899,1984	-3,6181	-73,2576
4	G+Q+EX	C101	-1111,405	-3,9568	-77,2253
3	G+Q+EX	C101	79,9188	15,9105	85,6797
2	G+Q+EX	C101	-1546,436	-0,6401	-90,4254
1	G+Q+EY	C32	-685,1967	1,735	110,5571

Ci-dessous, vous trouverez un tableau regroupant les résultats calculés manuellement et les vérifications effectuées conformément aux règlements CCM97.

**Tableau V. 5:** Vérifications au flambement par flexion

<Déversement					Flambement				Condition $\leq 1$
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	
		$\lambda L T_y$	$\lambda / L T_z$	Condition $\leq 0.4$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
10eme	HEB300	35.35	0.35	Vérifié	0.96	1.00	1.00	0.18	Vérifie
9eme	HEB300	35.35	0.35		0.96	1.03	0.99	0.16	
8eme	HEB300	35.35	0.35		0.96	1.5	0.95	0.32	
7eme	HEB340	35.56	0.35		0.96	1.17	0.95	0.32	
6eme	HEB340	35.56	0.35		0.96	1.18	0.94	0.32	
5eme	HEB340	35.56	0.35	Vérifiée	0.96	1.20	0.92	0.38	
4eme	HEB340	35.56	0.35		0.96	1.26	0.93	0.45	
3eme	HEB400	36.34	0.36		0,97	1,02	1.00	0,23	
2eme	HEB400	36.34	0.36		0.97	1.40	0.88	0.48	
1er	HEB400	36.34	0.36		0,98	1,08	0.94	0,30	

## Chapitre V : Vérification des éléments

- Cas 3 :  $M_{zsd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{ysd}$  correspondant

**Tableau V. 6:** Efforts internes des poteaux sous  $M_{zsd}^{max}$  pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	Station	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdy}(KN.m)$	$M_{sdz max}(KN.m)$
10	G+Q+EX	C27	-55,3722	38,0273	-62,0388
9	G+Q+EX	C27	-86,0131	-21,7741	46,6793
8	C+Q+EX	C27	-170,8724	20,7724	-48,7461
7	G+Q+EX	C27	-230,1092	24,0611	-52,0169
6	0.8G+EX	C27	-114,1007	-8,4056	48,6734
5	G+Q+EX	C27	-256,5803	-18,7849	47,2048
4	G+Q+EX	C27	-304,2377	-14,6154	41,3311
3	G+Q+EX	C27	-355,3395	-15,9173	37,1178
2	G+Q+EX	C101	45,9018	76,7839	33,797
1	G+Q+Ex	C32	-1330,747	2,5931	-36,6948

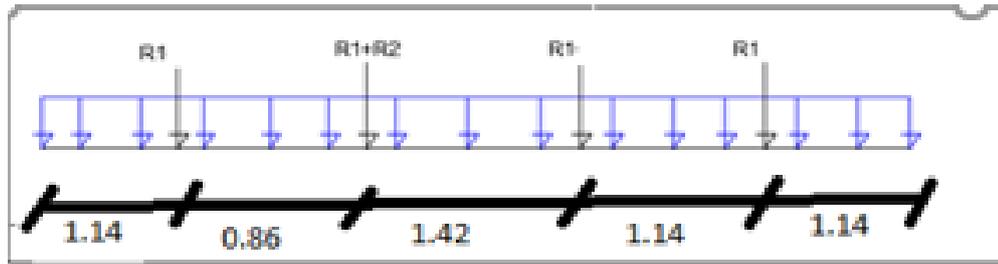
**Tableau V. 7:** Vérifications au flambement par flexion

<Déversement					Flambement				Condition $\leq 1$
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	
		$\lambda LT_y$	$\lambda / LT_z$	Condition $\leq 0.4$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
10eme	HEB300	35.35	0.35	Vérifié	0.95	1.00	1.00	0.38	Vérifie
9eme	HEB300	35.35	0.35		0.95	1.01	1.00	0.29	
8eme	HEB300	35.35	0.35		0.95	1.01	0.99	0.32	
7eme	HEB340	35.56	0.35		0.94	1.02	0.99	0.36	
6eme	HEB340	35.56	0.35	Vérifiée	0.95	1.01	0.99	0.32	
5eme	HEB340	35.56	0.35		0.95	1.02	0.99	0.29	
4eme	HEB340	35.56	0.35		0.95	1.03	1.00	0.27	
3eme	HEB400	36.34	0.36		0,96	1,04	1.00	0,26	
2eme	HEB400	36.34	0.36		0,96	1,02	1.00	0,23	
1er	HEB400	36.34	0.36	0,98	1,11	0.9	0,40		

**Tableau V. 8:** Choix final des poteaux

Étages	Profilés
10	HEB300
9	HEB300
8	HEB300
7	HEB340
6	HEB340
5	HEB340
4	HEB340
3	HEB400
2	HEB400
1	HEB400

**V.3. Vérification des poutres principales**



**Figure V. 2:** Schéma statique de la poutre principale

Les calculs seront effectués sur une poutre principale située au 4ème étage, ayant un profilé de type IPE300 et une longueur de 5,7 mètres.

Selon les résultats du logiciel ETABS, la combinaison de charges la plus défavorable pour cette poutre principale est G+Q+EY. Il s'agit de la combinaison de charge qui prend en compte les charges permanentes (G), les charges variables (Q) et les charges dues aux effets sismique (EY).

La poutre principale concernée est identifiée comme B08 à l'étage 04.

**Les Sollicitations :**

$$M_{sd} = 80,1473 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 29,1955 \text{ KN}$$

**V.3.1. Vérification a la flexion simple**

**V.3.1.1. Vérification du moment fléchissant**

En a poutre IPE 300

IPE300	G	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>	H	l poutre
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm	cm
	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	604	628	12,5	3,35	30	570

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{628 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6}$$

$$M_{plrd} = 172.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 80.15 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 172.7 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.3.1.2. Vérification de L'effort tranchant**

$$V_{sd} = 114.41 \text{ KN} < V_{plrd} = \frac{25.7 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 370.95 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.3.1.3. Vérification de l'interaction effort tranchant – moment fléchissant**

$$V_{sd} = 114.41 \text{ KN} < 0.5 \times V_{plrd} = 185.48 \text{ KN} \dots \text{condition verifie}$$

**V.3.2. Vérification au déversement**

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

On considère qu'il a le déversement si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

Section transversale de classe 1,2  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = 0.92 \rightarrow \lambda_1 = 86.39$$

Étant donné que les poutres sont encastées aux deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et  $k_w$  sont fixés à 0.5, ce qui conduit à une forme spécifique de l'équation  $\lambda_{LT}$ :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{k \times L}{\frac{i_z}{h}} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

D'après le tableau B.1.1 du CCM97, on prend pour K=0.5 un coefficient  $C_1 = 0.712$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{0.5 \times 5700}{33.5}}{\sqrt{0.712} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{0.5 \times 5700}{\frac{33.5}{10.7}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 4.36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{4.36}{86.39} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.05 < 0.4 \text{ il n'y a pas de risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + 0.34(0.05 - 0.2) + 0.05^2) \text{ donc } \phi_{LT} = 0.476$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.05^2}} = 1.044$$

On aura :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \geq M_{sd}$$

$$M_{brd} = 1 \times 1 \frac{1869 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{brd} = 467.250 \text{ KN.m}$$

$M_{brd} = 467.250 \text{ KN.m} > M_{sd} = 80.15 \text{ KN.m} \dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**V.3.3. Vérification au voilement de l'âme par cisaillement**

Il est nécessaire de vérifier la résistance au voilement par cisaillement pour les âmes non raidies lorsque leur rapport  $d/t_w$  est supérieur à  $69\varepsilon$ . Pour les âmes raidies, cette vérification doit être effectuée lorsque le rapport  $d/t_w$  est supérieur à  $30\varepsilon\sqrt{K_\tau}$ , où  $K_\tau$  est un facteur de correction dépendant des propriétés du matériau et des conditions de support. [6]

Avec :

-  $d$  : la distance entre nus inférieur des semelles ;

-  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{278.6}{7.1} = 39.24 < 69 \times 0.92 = 63.4, \text{ alors on est dans le cas d'âme non raidie.}$$

Pour la vérification en appliquant la méthode post critique simple mentionner dans [6].

$$V_{bard} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

$\tau_{ba}$  : est la résistance post critique au cisaillement.

$$\text{On a: } \bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4\varepsilon\sqrt{K_\tau}} \rightarrow \frac{\frac{278.6}{7.1}}{37.4 \times 0.92 \times \sqrt{5.34}}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.494 < 0.8, \text{ alors } \tau_{ba} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = \frac{275}{\sqrt{3}} \rightarrow \tau_{ba} = 158.77 \text{ MPA}$$

Avec :  $K_\tau$  : est le coefficient de voilement par cisaillement

$K_\tau = 5.34$  Pour les âmes avec raidisseurs transversaux aux droits des appuis mais sans aucun raidisseur transversal intermédiaire.

On aura alors :

$$V_{ba,rd} = \frac{278.6 \times 7.1 \times 158.77}{1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{ba,rd} = 285.51 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 29.19 \text{ KN} < V_{ba,rd} = 285.51 \text{ KN}$  ..... **Pas de voilement par cisaillement des âmes.**

**Remarque :** la méthode de calcul de la poutre secondaire ci-dessus est la même pour les autres poutres.

### V.4. Vérification des contreventements

#### V.4.1. Généralités

Les contreventements remplissent une fonction essentielle dans la stabilisation de la structure. Ils peuvent être distingués par trois fonctions principales interconnectées :

**Transmettre les efforts horizontaux :** Les contreventements sont responsables de la transmission efficace des charges horizontales générées par des forces sismiques

**Limiter les déformations :** Les contreventements jouent un rôle crucial dans la limitation des déformations excessives de la structure.

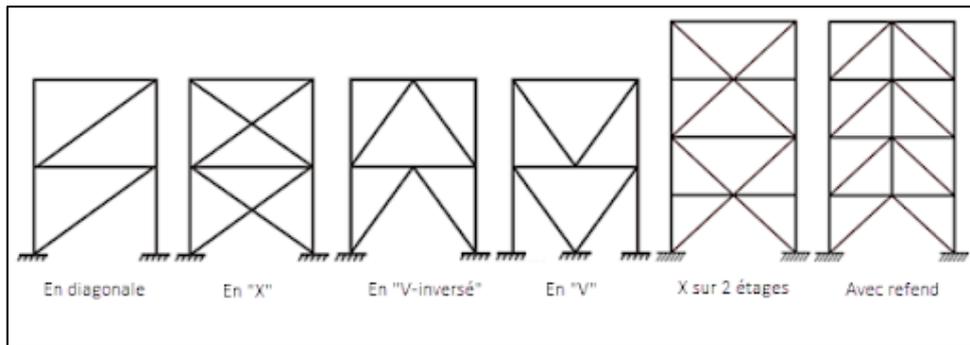
**Augmenter la stabilité :** Les contreventements contribuent à renforcer la stabilité globale de la structure et de ses éléments.

En a des Différents types de systèmes de contreventement sont utilisés pour fournir la rigidité nécessaire pour résister aux forces de cisaillement. Parmi ceux-ci, nous pouvons citer :

**Triangulation (contreventement en treillis) :** Il s'agit de structures en forme de croix de Saint-André, en forme de K, en forme de V, en forme de N, etc. Les forces sont principalement transmises par des efforts normaux dans les barres du treillis. Il est important de prendre en compte les risques de flambement des barres qui travaillent en compression ou qui sont remplies.

**Rigidification des nœuds :** Dans ce cas, les forces sont principalement transmises par la flexion des traverses et des poteaux, ce qui contribue à la résistance globale du système de contreventement.

En utilisant ces différents types de système de contreventement, il est possible d'apporter la rigidité nécessaire pour résister aux forces de cisaillement et garantir la stabilité de la structure



**Figure V. 3:** Types de systèmes de contreventement

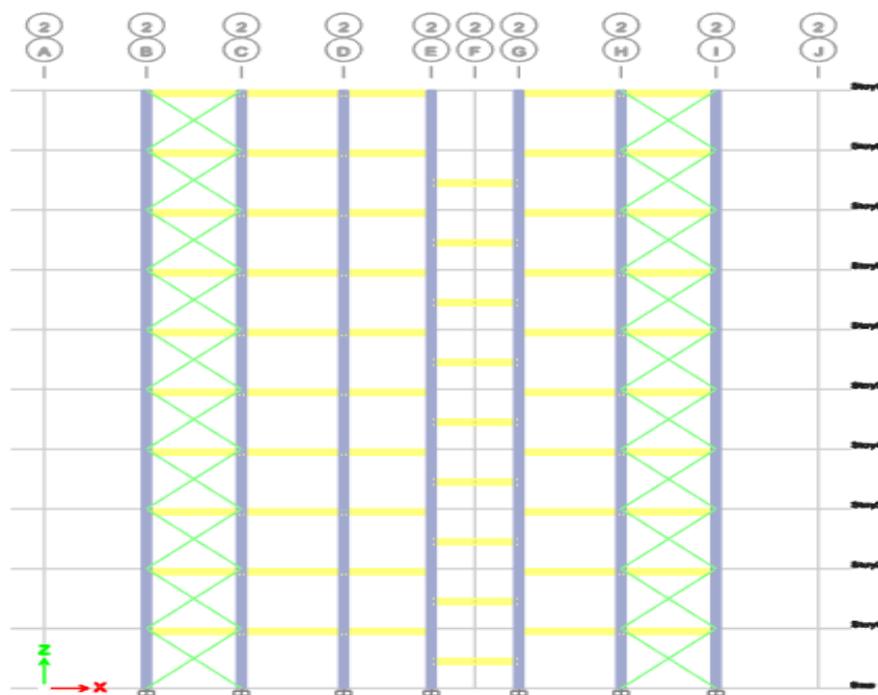
### Conception du système de contreventement

La planification du système de contreventement doit être réalisée dès la phase d'avant-projet, avant d'effectuer tout calcul ou toute vérification. Le poids des contreventements est généralement négligeable par rapport à celui des éléments porteurs principaux de la structure. Le choix de la conception du système de contreventement est généralement dicté par l'architecture de l'ouvrage, notamment en tenant compte des ouvertures, des portes, des couloirs, des vitrages, et autres caractéristiques spécifiques.

### Dimensionnement des contreventements

D'après tout calcul et vérification des conditions de dynamique en est choisie :

- Sens x : 2UPN200
- Sens Y : 2UPN200



**Figure V. 4:** Contreventement extérieur sur la ligne 2 sens x-x.

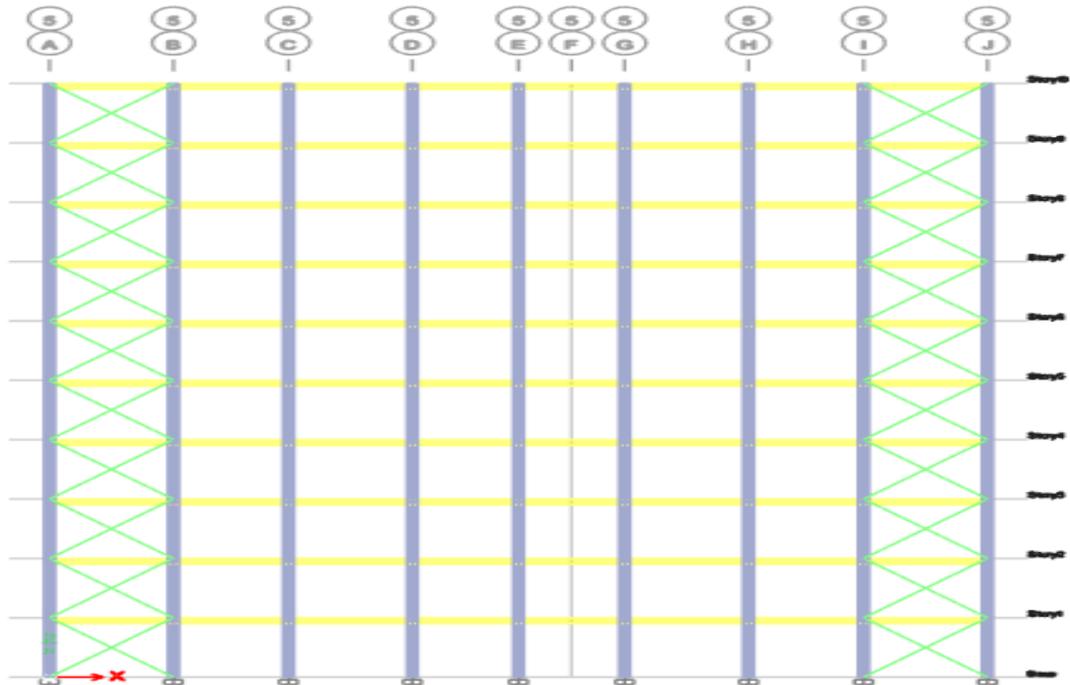


Figure V. 5: Contreventement extérieur sur la ligne 5 sens x-x.

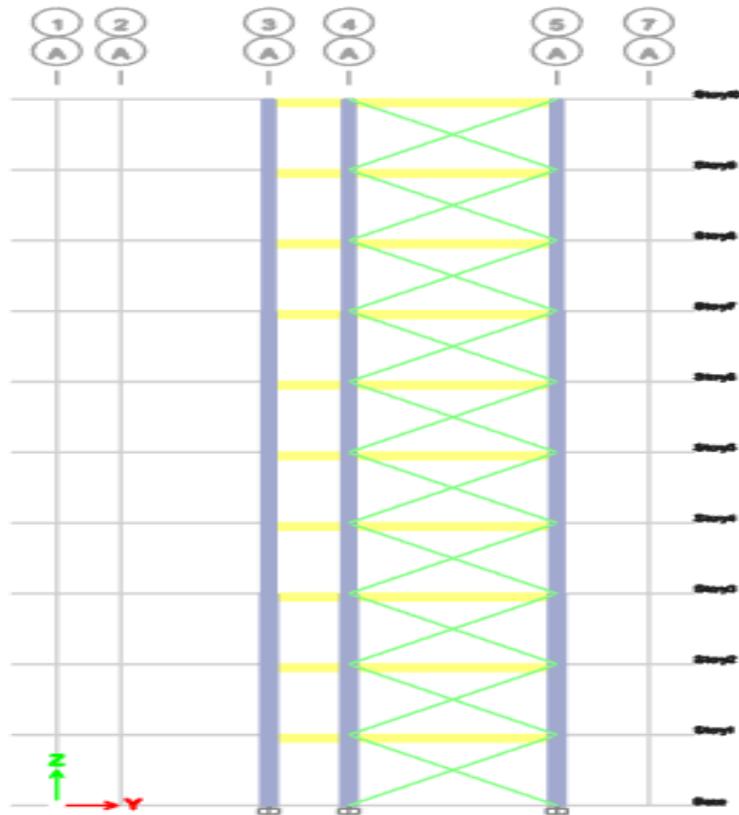


Figure V. 6: Contreventement extérieur sur la ligne A sens y-y.

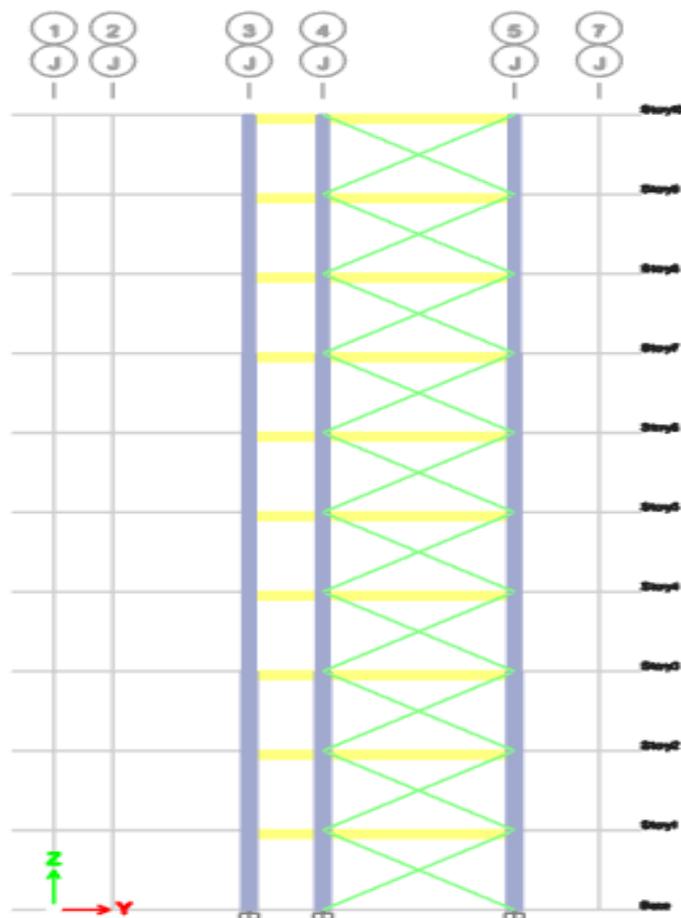


Figure V. 7: Contreventement extérieur sur la ligne J sens y-y.

#### V.4.2. Vérifications des contreventements sous une charge de traction

Les contreventements sont **en X de profiler 2UPN200** de longueur  $L = 6.03 \text{ m}$  ( $L$  : la grande portée des contreventements).

Pour les contreventements en X les assemblages sont réalisés au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de  $\frac{L}{2} = 3.015 \text{ m}$ .

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est :

$$G + Q + 1.25Ey$$

Avec  $N_{sd} = 443,95 \text{ KN}$

- **Vérification à la traction**

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

$N_{plrd}$  : résistance plastique de la section brute

$N_{urd}$  : résistance ultime de la section nette

**Tableau VII. 1:** Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16

Profilé	$A$ ( $cm^2$ )	$tw$ ( $mm$ )	$Tf$ ( $mm$ )	$I_y$ ( $cm^4$ )	$I_z$ ( $cm^4$ )	$W_{ply}$ ( $cm^3$ )	$W_{plz}$ ( $cm^3$ )	$i_y$ ( $cm$ )	$i_z$ ( $cm$ )
<b>UPN200</b>	32.2	8.5	11.5	1910	148	228	27	7.7	2.14

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{3220 \times 275}{1} \times 10^{-3} \rightarrow N_{plrd} = 885.5 \text{ KN}$$

$$A_{net} = A - (d \times t) \rightarrow A_{net} = 3220 - (8.5 \times 18) \rightarrow A_{net} = 3067 \text{ mm}^2$$

$d$  Est le diamètre des boulons, supposons un M18.

$t$  : épaisseur du profilé.

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \rightarrow N_{urd} = 0.9 \times \frac{3067 \times 430}{1.25} \times 10^{-3} \rightarrow N_{urd} = 1055.048 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{t,rd} = \min[885.5 ; 1055.048] \rightarrow N_{t,rd} = 885.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 443.95 \text{ KN} < N_{t,rd} = 885.5 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.5. 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 VI**

**Calcul et vérification des  
assemblages**

### VI.1. Introduction

Les assemblages sont essentiels dans les constructions métalliques, car ils permettent de réunir et de solidariser les différentes pièces entre elles, tout en assurant la transmission et la répartition des charges sans générer de contraintes indésirables telles que des torsions.

Les assemblages jouent un rôle crucial dans la création d'une ossature métallique. Les éléments barres tels que les poteaux et les poutres sont connectés les uns aux autres à l'aide de divers types d'assemblages. Ces assemblages peuvent prendre différentes formes, allant des connexions boulonnées et soudées aux assemblages plus complexes utilisant des plaques d'acier, des goussets ou d'autres éléments de liaison.

L'objectif principal d'un assemblage est de garantir la stabilité et la résistance de la structure dans son ensemble. Il doit être conçu de manière à supporter les charges et les contraintes qui lui sont appliquées, tout en assurant une répartition uniforme de ces forces sur l'ensemble de la structure. De plus, les assemblages doivent être durables, fiables et capables de résister aux conditions environnementales auxquelles la structure est exposée. Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Assemblages articulés ; qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants
- Assemblages rigides (encastré) ; qui transmettent en outre les divers moments

Les assemblages constituent des zones particulièrement plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier qui s'affaiblit par la chauffe du soudage. C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

### VI.1.1. Classification des assemblages

Effectivement, les caractéristiques mécaniques des assemblages jouent un rôle crucial dans l'analyse et la vérification des structures. Les assemblages peuvent être classés en fonction de leur rigidité et de leur résistance. Voici quelques classifications courantes :

Rigidité des assemblages :

Assemblages de type articulé : Ces assemblages sont conçus pour permettre des rotations sans développer de moments significatifs. Ils offrent une certaine flexibilité et sont souvent utilisés dans les structures nécessitant une redistribution des charges ou des déformations contrôlées.

Assemblages de type rigide : Ces assemblages sont capables de transmettre des moments (forces de flexion) en plus des efforts normaux et tranchants. Ils rendent les pièces assemblées rigides et solidaires, ce qui limite les déformations et offre une grande stabilité.

Assemblages semi-rigides : Ces assemblages ont une rigidité intermédiaire entre les assemblages articulés et rigides. Ils permettent des rotations limitées tout en transmettant une partie des moments. Ces assemblages sont utilisés dans certaines situations où une flexibilité contrôlée est requise.

Résistance des assemblages :

Assemblages de type articulé : Ces assemblages doivent être capables de transmettre les charges de calcul sans développer de moments significatifs. Ils permettent la formation de rotules plastiques dans la structure sous les charges de calcul, ce qui contribue à la redistribution des contraintes.

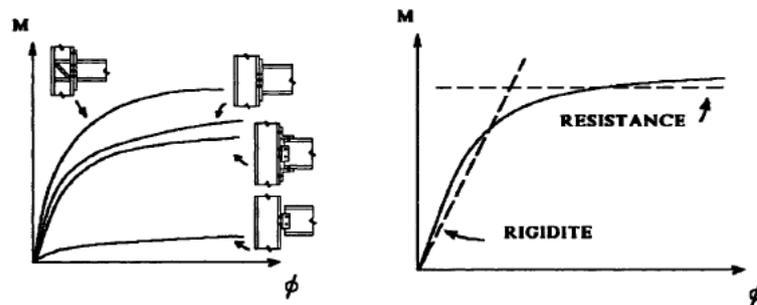
Assemblages à résistance complète : Dans ces assemblages, la capacité de rotation ne doit pas être inférieure à celle de l'élément assemblé. Ils sont conçus pour transmettre les charges sans défaillance prématurée et sans compromettre la résistance de l'ensemble de la structure.

Assemblages à résistance partielle : Ces assemblages permettent la formation de rotules plastiques au droit de l'assemblage. La capacité de rotation ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques formées sous les charges de calcul.

En pratique, les assemblages couramment utilisés présentent souvent une certaine déformabilité, qui peut être caractérisée par un diagramme moment-rotation. Ce diagramme

représente la variation du moment résistant en fonction de la rotation relative entre les pièces assemblées. Il permet d'évaluer le comportement et la résistance de l'assemblage sous des charges appliquées.

La conception et la sélection appropriées des assemblages en fonction de leur rigidité et de leur résistance sont essentielles pour assurer la performance et la sécurité des structures. Ces considérations doivent être prises en compte lors de l'analyse structurale et du dimensionnement des éléments assemblés.



**Figure VI. 1:** Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison. [6]

### VI.1.2. Choix du type d'assemblage

On choisie l'assemblage en fonction du :

- Critère structurel : résistance, comportement ;
- Critère de fabrication : faisabilité ;
- Critère propre au montage sur site : possibilité de réglages, faisabilité sur site ;
- Critère économique.

Dans ce chapitre, 7 types d'assemblage sont traités :

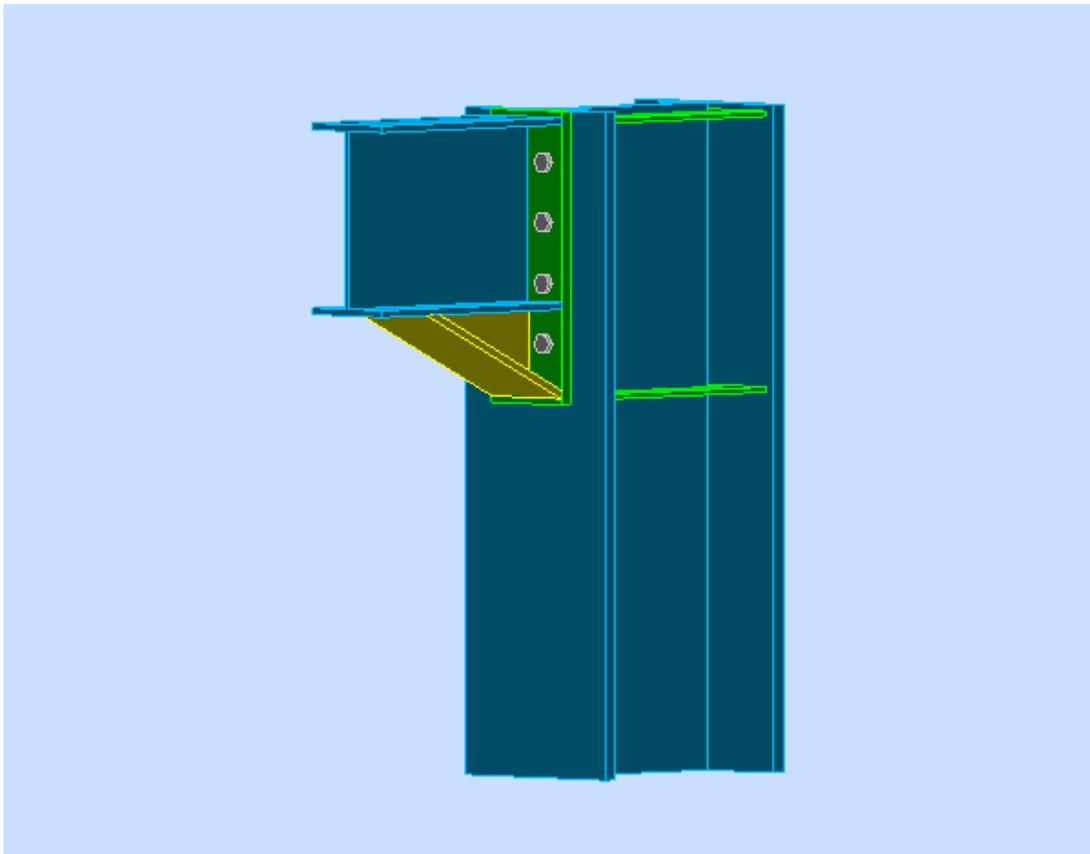
- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage pied de poteau
- Assemblage pied de poteau -contreventement
- Assemblage poteau-poutre contreventement
- Assemblage gaussé contreventements

Différentes méthodes de calcul des assemblages sont utilisées, et dans notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4ème année, ainsi que la référence [5].

### VI.1.3. Présentation ROBOT

Le logiciel Autodesk ROBOT est un outil avancé destiné aux ingénieurs en structures. Il offre des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle pour des projets de construction complexes et de grande envergure. Basé sur la méthode des éléments finis, ce logiciel interactif permet de résoudre des problèmes numériques complexes plus rapidement que les calculs manuels traditionnels.

### VI.2. Assemblage poteau-poutre



**Figure VI. 2:** Vue d'assemblage poteau – poutre.

Il est nécessaire de fixer la poutre en utilisant des boulons qui relient la plaque en platine et le poteau, en plus de souder la poutre sur la plaque. Les caractéristiques de la poutre IPE 300 et du poteau HEB 400 sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII. :** Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé					
HEB400	400	300	24	13.5	197,8
IPE300	300	150	10.7	7.1	53.8

• **Efforts sollicitant**

- Moment fléchissant :  $M_{sd} = 112.54 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 114.41 \text{ KN}$

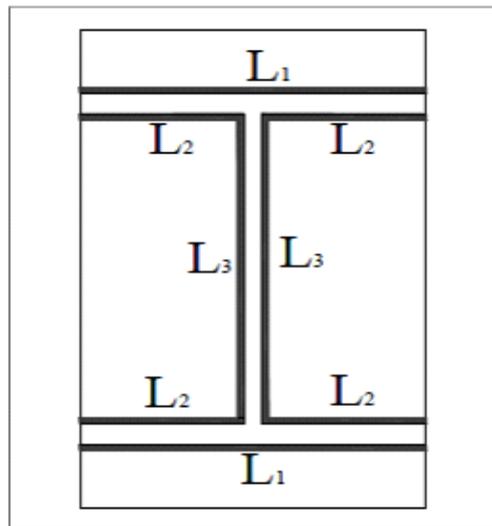
**VI.2.1. Calcul de la soudure poutre IPE300**

On a utilisé la nuance d'acier S275 on aura:

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle = 4.964 mm

Et l'épaisseur du cordon sur l'âme = 3.573 mm

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend = 5 mm



**Figure VIII. :** Assemblage soudé poutre-platine [12]

On a:

$$A = (2L1 + 4L2 + 2L3) \times a = 7215 \text{ mm}^2$$

Avec:

$$I1 = ((bs \times a^3 / 12) + (bs \times a \times d1^2)).$$

$$I1 = ((150 \times 5^3 / 12) + (150 \times 5 \times 152.5^2)) = 17443750 \text{ mm}^4$$

$$I2 = (((bs - tf)/2) \times 5^3 / 12) + ((bs - tf)/2) \times a \times d2^2)$$

$$I2 = (((150 - 10.7)/2) \times 5^3 / 12) + ((150 - 10.7)/2) \times 5 \times 136.8^2) = 660,040.305 \text{ mm}^4$$

$$I_3 = ((5 \times (h - (2tf))^3) / 12) = 9,199,852.957 \text{ mm}^4$$

$$I_{ys} = 2I_1 + 4I_2 + 2 \times I_3$$

$$I_{ys} = 2 \times 17443750 + 4 \times 660,040.305 + 2 \times 660,040.305$$

$$I_{ys} = 38,847,741.83 \text{ mm}^4$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{300}{2} + \frac{5}{2} \Rightarrow d_1 = 152.5 \text{ mm.} \\ d_2 = \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{300}{2} - 10.7 - \frac{5}{2} = 131.8 \text{ mm.} \\ I_{ys} = 38,847,741.83 \text{ mm}^4. \end{array} \right.$$

• **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = 114.41 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 112.54 \text{ KN.m.}$$

- **Effet de  $N_{sd}$  et  $V_{sd}$**

$$\sqrt{2 \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{V_{sd}}{2 I_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3 \left( \frac{114410}{2 \times 278.6 \times 5} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

41.06 Mpa < 389.14 Mpa ..... **Condition vérifiée.**

- **Effet de  $N_{sd}$  et  $M_{sd}$**

$$\sqrt{2 \left[ \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left( \frac{M_{sd}}{I_s} \times \frac{h}{2} \right) \right]}$$

$$\sqrt{2 \left[ \left( \frac{314630}{8644} + \frac{112.53 \times 300 \times 10^6}{2 \times 38,847,741.83} \right) \right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

665.96 Mpa > 389, 14 Mpa. ....**condition non vérifiée**

**En doit augmenter l'épaisseur de cordonne de soudure :**

$$A = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3) \times a = 14430 \text{ mm}^2$$

Avec:

$$I_1 = ((bs \times a^3 / 12) + (bs * a * d_1^2)).$$

$$I1 = ((150 \times 10^3 / 12) + (150 \times 10 \times 152.5^2) = 35,009,375 \text{ mm}^4$$

$$I2 = (((bs - tf)/2) \times 5^3 / 12) + ((bs - tf)/2) \times a \times d^2$$

$$I2 = (((150 - 10.7)/2) \times 10^3 / 12) + ((150 - 10.7)/2) \times 10 \times 136.8^2 = 130501126.7267 \text{ mm}^4$$

$$I3 = ((10 \times (300 - (210.7))^3) / 12) = 58747451.4167 \text{ mm}^4$$

$$I_{ys} = 2I_1 + 4I_2 + 2 \times I_3$$

$$I_{ys} = 2 \times 35,009,375 + 4 \times 130501126.7267 + 2 \times 58747451.4167$$

$$I_{ys} = 709518159.7402 \text{ mm}^4$$

Avec:

• **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = 114.41 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 112.54 \text{ KN.m.}$$

• **Effet de  $N_{sd}$  et  $V_{sd}$**

$$\sqrt{2 \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3 \left( \frac{114410}{2 \times 278.6 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

35.56 Mpa < 389.14 Mpa ..... **Condition vérifiée.**

• **Effet de  $N_{sd}$  et  $M_{sd}$**

$$\sqrt{2} \left[ \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left( \frac{M_{sd}}{I_s} \times \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$\sqrt{2} \left[ \left( \frac{314630}{8644} + \frac{112.53 \times 300 \times 10^6}{2 \times 709518159.7402} \right) \right] \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

85.120 Mpa < 389, 14 Mpa. ....condition vérifiée

**VI.2.2. Vérification des boulons HR**

**En choisie un boulonne HR de classe 10.9**

**Choix de diamètre du boulon**

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine  $t = 20 \text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 16 \text{ mm}$ .

- **Détermination du nombre de boulons nécessaires**

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} < F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / M_b$$

On prend  $n = 8$  (boulons) **HR**.

On a l'épaisseur de la platine égale à  $20 \text{ mm}$  alors on prend 2 files de boulons ordinaire de 4 boulonne de diamètre  $\varnothing = 16 \text{ mm}$  (**M16**), classe **10.9**.

### Disposition constructive

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}$$

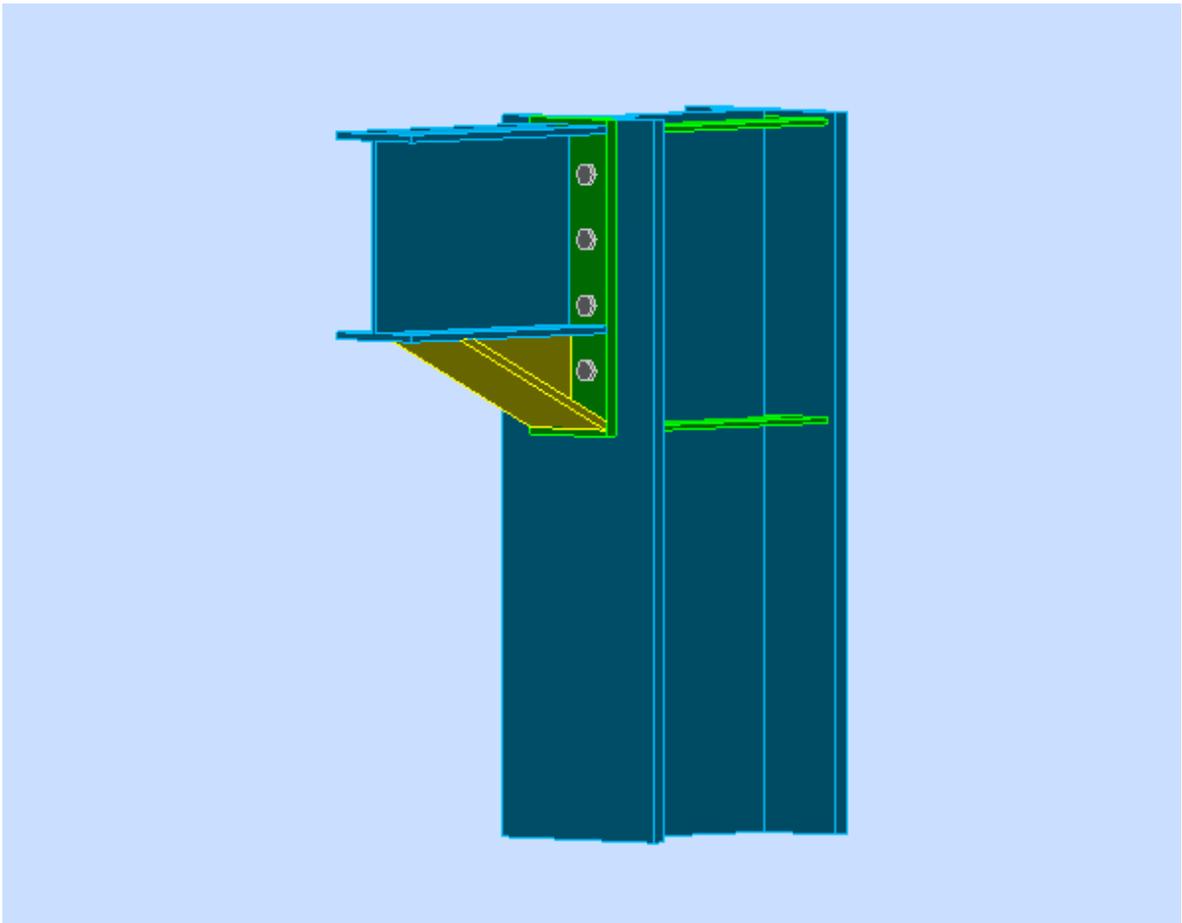
$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 27\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 54\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 80 \text{ mm} \quad p_1 = 95 \text{ mm} \quad e_2 = 95 \text{ mm} \quad p_2 = 95 \text{ mm}.$$

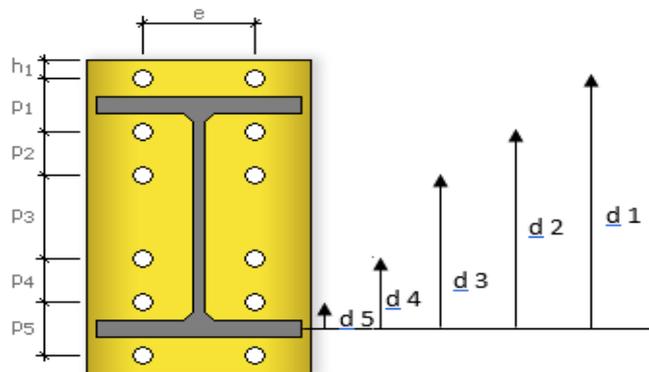
**Figure VIII.** : Schéma distribution des boulons et des jarrets.



**VI.2.3. Détermination des efforts dans les boulons**

On a l'espacement des éléments d'attache :

$e_1 = 80 \text{ mm}$        $p_1 = 95 \text{ mm}$   
 $e_2 = 95 \text{ mm}$        $p_2 = 95 \text{ mm}$



**Figure VIII. :** disposition des boulons

Donc d'après la figure si dessus :

$$d_1 = 237.5 \text{ mm}$$

$$d_2 = 142.5 \text{ mm}$$

$$d_3 = 47.5 \text{ mm}$$

Afin d'éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par le boulon soit inférieur à l'effort de précontrainte. Cela peut être exprimé mathématiquement comme suit:

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p,Cd}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 2$ .

$$F_{m1} = 169.23 \text{ KN ;}$$

$$F_{m2} = 101.54 \text{ KN ;}$$

$$F_{m3} = 33.85 \text{ KN ;}$$

$$F_{p,Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{F_{m1}}{0.7 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{169.23}{0.7 \times 1000} \times 10^3$$

$$A_s \geq 241.79 \text{ mm}^2$$

Le choix du boulon : **HR d=20 classes 10.9** alors on prend  $A_s = 245 \text{ mm}^2$ .

Donc :

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

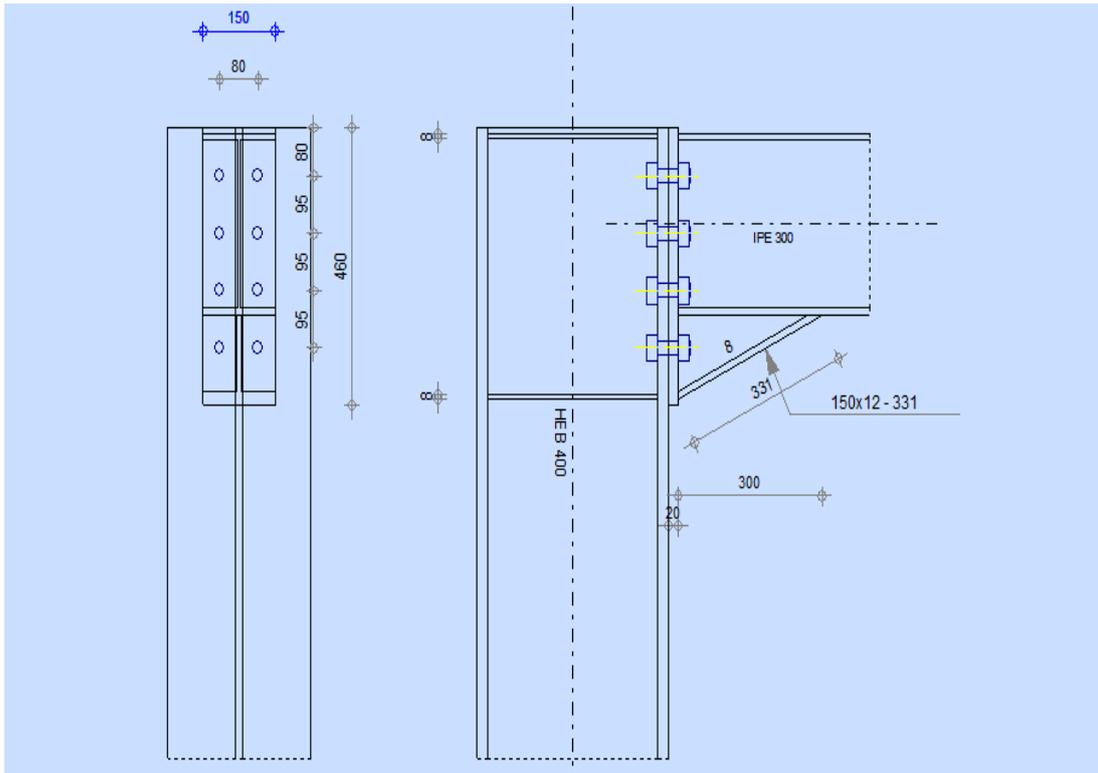
$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- $F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- $f_{ub}$  : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.
- $A_s$  : L'aire de la section du boulon

$$\begin{aligned} F_{m1} &= 169.23 \text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 245 \times 0.7 \times 430 \times 10^{-3} \\ &= 147.49 \text{ KN } \textbf{condition ne pas vérifiée} \end{aligned}$$

**En augment le diamètre de boulonne :**

**En choisie d = 22 mm donc  $A_s = 303 \text{ mm}^2$**



$$F_{m1} = 169.23 \text{ kN} \leq nF_p = 2 \times 303 \times 0.7 \times 430 \times 10^{-3}$$

$$= 182.41 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La résistance de l'assemblage

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

-L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 114.41 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{114.41}{8} = 14.30 \text{ KN.}$$

-La résistance au glissement  $F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- $K_s$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- $\mu$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- $n$  Nombre d'interfaces de frottement.

- $\gamma_{ms}$  Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- $F_p$  la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 303 = 212.1 kN$

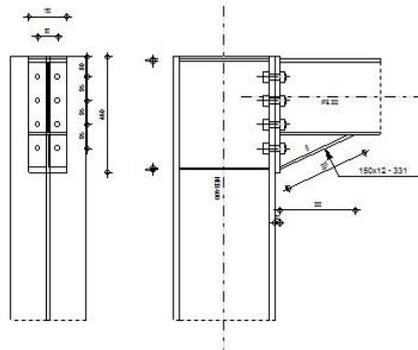
$$- F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$$F_{v.rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3(212.1 - 0.8 \times 169.23)}{1.25} = 36.82 KN$$

$F_{v, sd} = 14.30 KN \leq F_{v,rd} = 36.82 KN \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

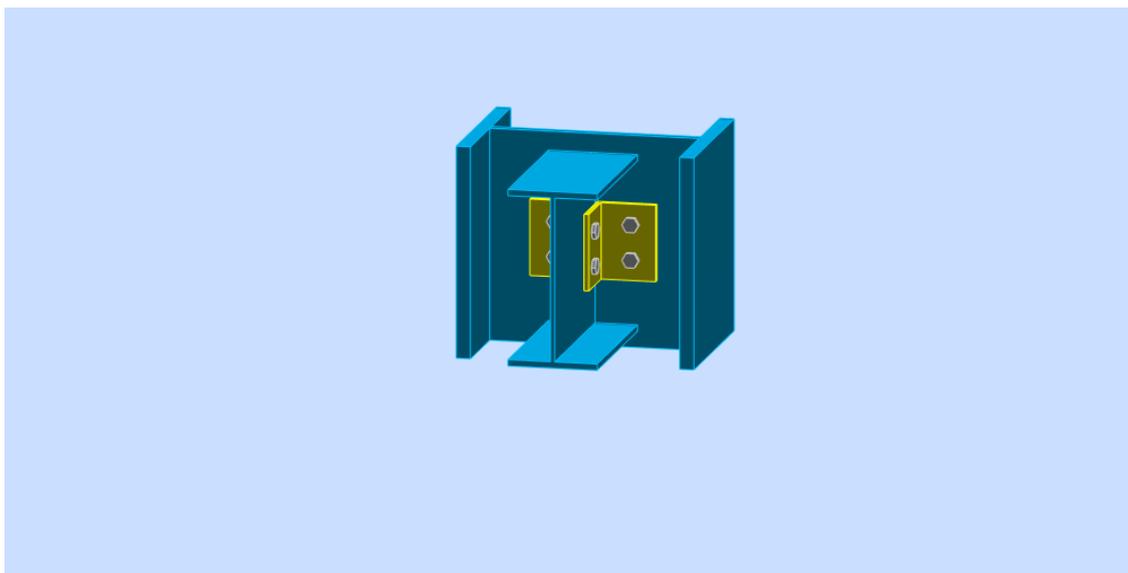
Vérification avec logiciel robot :

	<small>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</small> <b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> <small>NF P 22-460</small>	 <small>Ratio</small> <b>0,68</b>
---	--	--



**VI.3. Assemblage poteaux – poutre secondar**

L'assemblage poteau – poutre secondar est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la poutre secondar au poteau avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la poutre secondar.



**Figure VI. :** Schéma d'assemblage poteau-poutre secondaire.

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la poutre en **IPE300** avec l'âme du poteau en **HEB400**, avec une file verticale de deux boulons. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. :** Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé					
<b>HEB400</b>	400	300	24	13.5	197,8
<b>IPE300</b>	300	150	10.7	7.1	53.8

- **Efforts sollicitant**

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 58.11$  KN

### **VI.3.1. Vérification des boulons ordinaire**

- Choix de diamètre du boulon

Cornière 100 x 100 x 8mm

Epaisseur de la platine :  $\epsilon_p = 8$  mm

$t < 10$  mm       $d = (12 ; 14)$  mm.

$10 \leq t \leq 25$  mm       $d = (16 ; 20 ; 24)$  mm.

$t \geq 25$  mm       $d = (24 ; 27 ; 30)$  mm.

## Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

On à l'épaisseur de la platine  $t = 8 \text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 14 \text{ mm}$ , classe 4.8 boulonne ordinaire.

### Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ( $\varnothing 14$ ) de classe 4.8.

Donc  $d_0 = d + 1 \text{ mm} = 15 \text{ mm}$ .

### Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 18\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 35\text{mm} \quad p_1 = 60\text{mm} \quad e_2 = 60\text{mm} \quad p_2 = 0 \text{ mm}$$

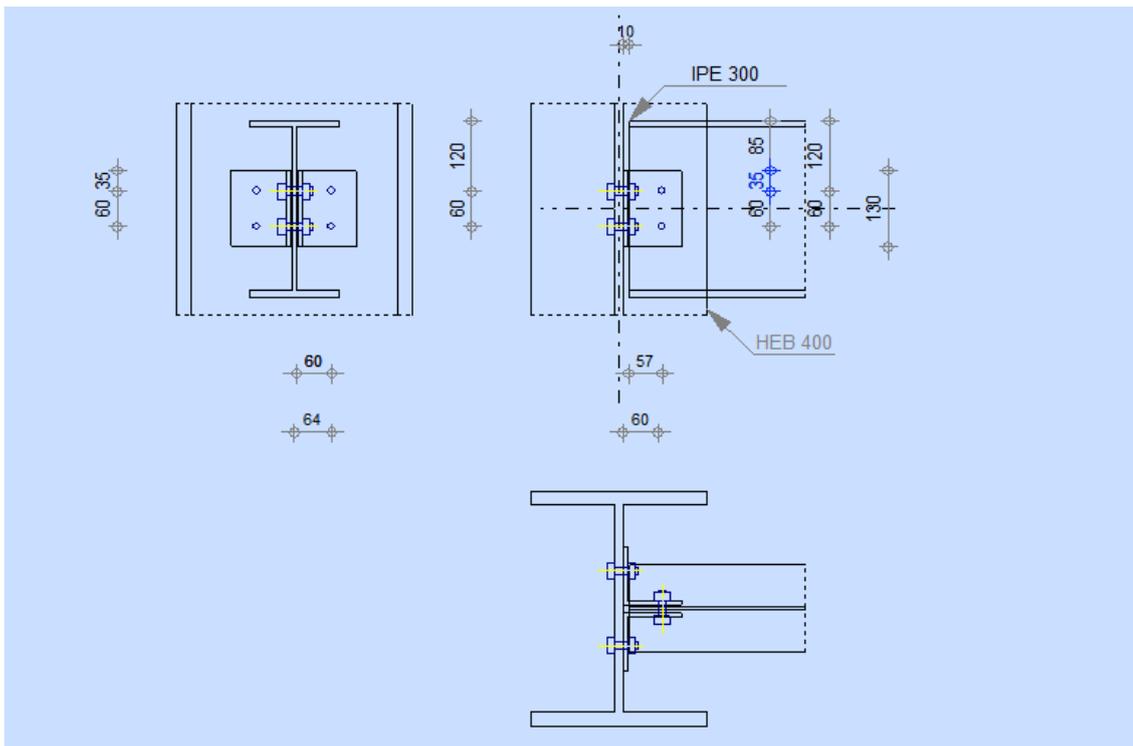


Figure VI. : Assemblage poteau HEB400 – poutre IPE300

### VI.3.1.1. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

$$F_{Vsd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction :  $A = 115\text{mm}^2$ .
- Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$ .

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times 400 \times 115}{1,25} \times 10^{-3} = 18.40\text{KN.}$$

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{Vsd} = 29.06 \text{ KN} < F_{v, rd} = 18.40 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Section résistante en traction :  $A_s = 115\text{mm}^2$ .
- Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$ .

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v, rd} = n \times F_{v, rd} = 2 \times 18.40 = 36.80 \text{ KN.}$$

$$F_{Vsd} = V_{sd}/2 = 58.11/2 = 29.06 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 29.06 < F_{v, rd} = 18.4 \times 2 = 36.80 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.2. Vérification de la pression diamétrale**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

Avec:

$$- F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ (tab. 6.5.3. [5])}$$

$$- F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$$

- $F_{b,rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- $f_u$  : La résistance à la traction des cornières.

$$- \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Donc :

$$\alpha = \min (0,53 ; 0,66 ; 2.19 ; 1) = 0,53.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,53 \times 365 \times 20 \times 10}{1,25} = 77.38 \text{ KN.}$$

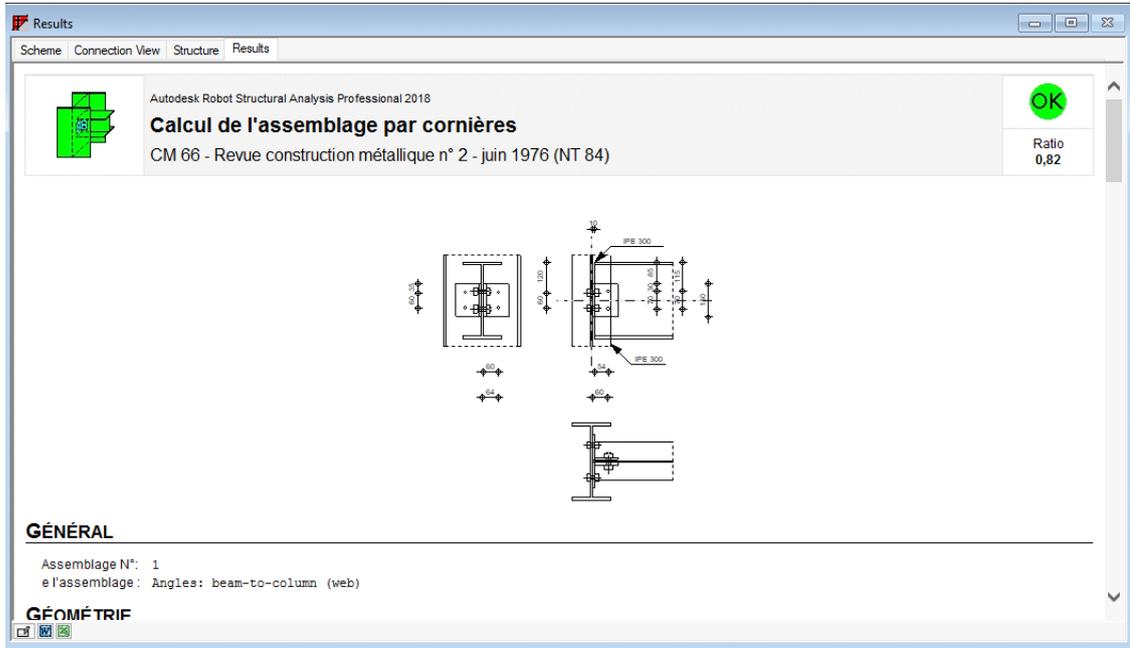
$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 36.665 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min (0.65 ; 0,86 ; 0.93 ; 1) = 0,65.$$

$$F_{v.sd} = 29.06 \text{ KN}$$

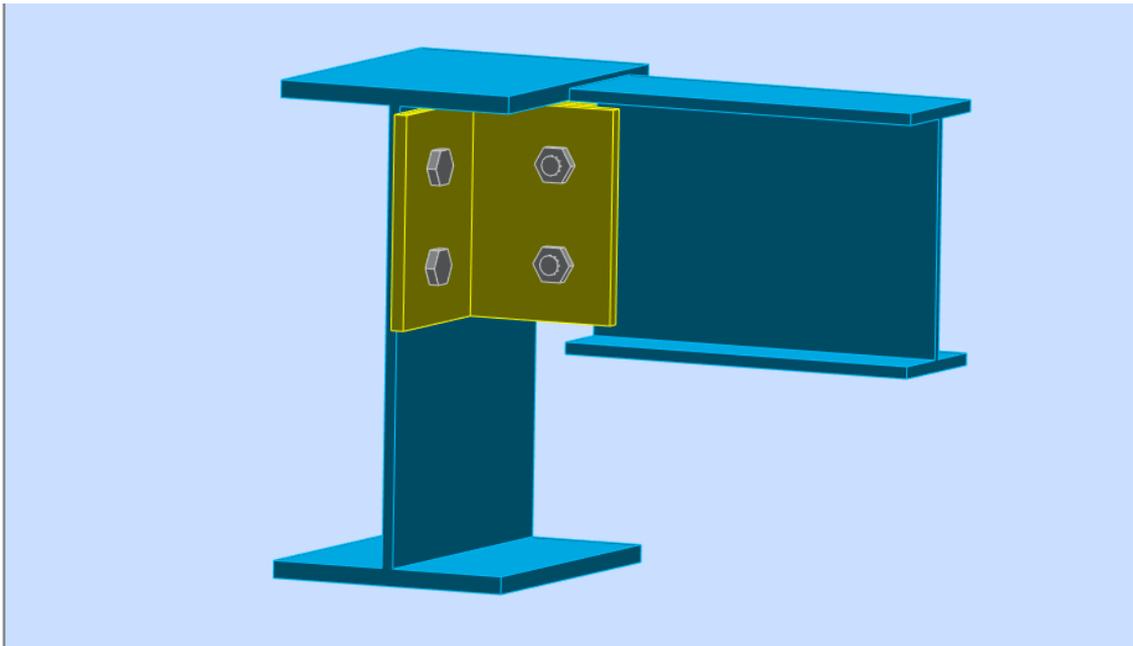
$$F_{v.sd} = 29.06 \text{ KN} < F_{brd} = 63.05 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification avec logiciel robot :



### VI.4. Assemblage Poutre - Solive

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.



**Figure VI. :** Schéma d'assemblage solive-poutre.

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE160** avec l'âme de la poutre en **IPE300**, avec une file verticale de deux boulons. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques sont recapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. :** Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé					
IPE300	300	150	10.7	7.1	53.8
IPE160	160	82	7.4	5	20.1

- **Efforts sollicitant**

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 27.59$  KN

**VI.4.1. Vérification des boulons ordinaires**

- Choix de diamètre du boulon

Cornière 100 x 100 x 8mm

Épaisseur de la platine :  $\epsilon_p = 8$  mm

$t < 10$  mm       $d = (12 ; 14)$  mm.

$10 \leq t \leq 25$  mm       $d = (16 ; 20 ; 24)$  mm.

$t \geq 25 \text{ mm}$                        $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$ .

On à l'épaisseur de la platine  $t = 8 \text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 12 \text{ mm}$ , classe 4.8 boulonne ordinaire.

**Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons de diamètre ( $\varnothing 12$ ) de classe 4.8.

Donc  $d_0 = d+1\text{mm}=13\text{mm}$ .

**Distance entre axe des boulons :**

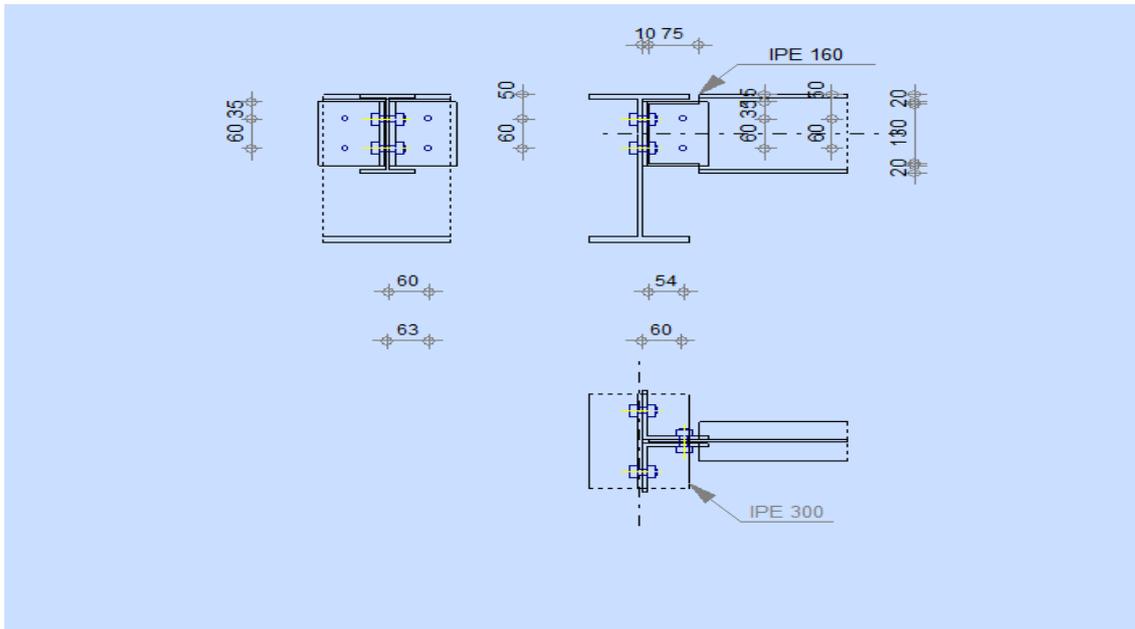
$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 66\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$$

$$e_1 = 35\text{mm} \quad p_1 = 60\text{mm} \quad e_2 = 60\text{mm} \quad p_2 = 60\text{mm}$$



**Figure VI. :** Assemblage poutre IPE300 - Solive IPE160

**VI.4.1.1 Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

$$FV_{sd} < F_{v, rd}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = 16.19 \text{ KN}$$

- Section résistante en traction :  $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$ .
- Résistance des boulons à la traction :  $M_b = 1,25$ .

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 16.19 = 32.37 \text{ KN.}$$

$$F_{vsd} = V_{sd}/2 = 27.59/2 = 13.8 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 13.8 \text{ KN} < F_{v,rd} = 32.37 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.4.1.2 Vérification de la pression diamétrale**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

Avec:

$$- F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ (tab. 6.5.3. [5])}$$

$$- F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$$

-  $F_{b,rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

-  $F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon.

-  $f_u$  : La résistance à la traction des cornières.

$$- \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Donc :

$$\alpha = \min (0.89 ; 1.28 ; 0.93 ; 1) = 0,89.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.89 \times 430 \times 12 \times 8}{1,25} \times 10^{-3} = 73.48 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 29.6/2 = 13.8 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 13.8 \text{ KN} < F_{b,rd} = 73.48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



## Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

**Visualisation graphique des résultats** : EDIA Statica fournit des résultats clairs et visuels, notamment des diagrammes de contraintes, des courbes de résistance, des animations et des rendus 3D des assemblages, facilitant ainsi la compréhension des performances structurales.

**Rapports complets** : Le logiciel génère des rapports détaillés sur les calculs effectués, incluant les résultats, les schémas, les tableaux et les justifications des choix de conception.

### 1. Paramétrage de norme

Ce tableau représente tous les paramètres selon la norme EN 1993-1-1 : 6.1

Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_C$	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $\alpha_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

### VI.5. Assemblage pied de poteau HEB400

Les pieds de poteaux constituent la jonction entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à

## Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

cause de la rigidité de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique surtout à cause de la déformabilité du sol sur lequel repose la structure.

Les pieds de poteaux assurent la transmission des efforts de compression de toute la superstructure aux fondations.

- **La plaque d'assise**

Une plaque représente une platine soudée en bout du poteau dont le rôle est de répartir la compression amenée par le poteau sur le béton.

- **Des tiges d'ancrage**

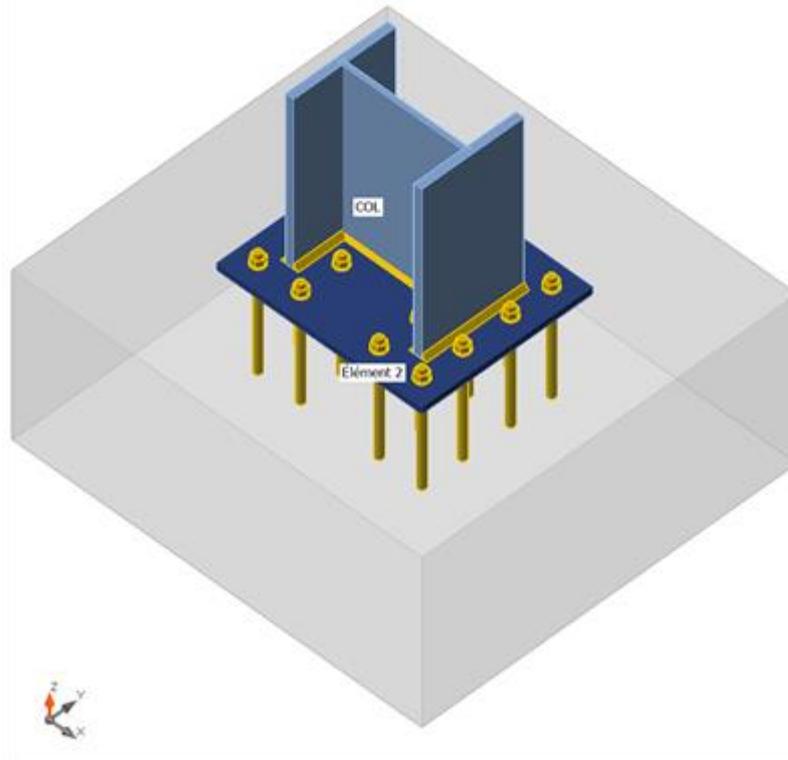
Ces tiges reprennent les efforts de soulèvement amenés par le poteau.

### VI.5.1. Conception

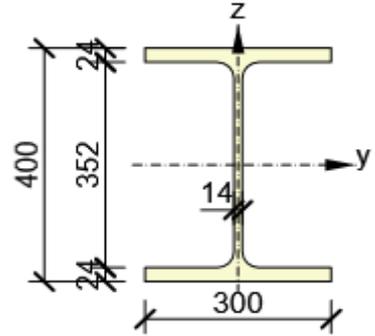
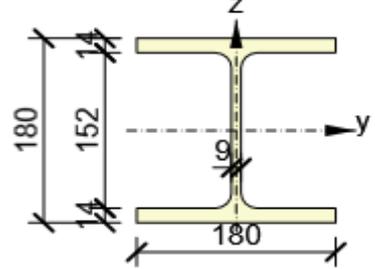
#### **Pied de Poteau :**

Ce tableau représente la rotation de et le décalage de poteau :

Nom	Section transversal	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage $e_x$ [mm]	Décalage $e_y$ [mm]	Décalage $e_z$ [mm]	Efforts dans
COL	1 - CON1(HEB400)	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud



## Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

1 - CON1(HEB400)	S 275	
2 - HEB180	S 275	

### VI.5.1.1. Tiges

Ce type de tableau représente le diamètre et la contrent limite de tige d'ancrage

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M22 8.8	M22 8.8	22	800,0	380

Ce tableau représente les charges appliquer sur le poteau.

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-2650,7	-29,6	137,9	0,0	154,9	-46,7

### VI.5.1.2. Fondation

Ce tableau représente les dimensions et tous les éléments de bloc de béton.

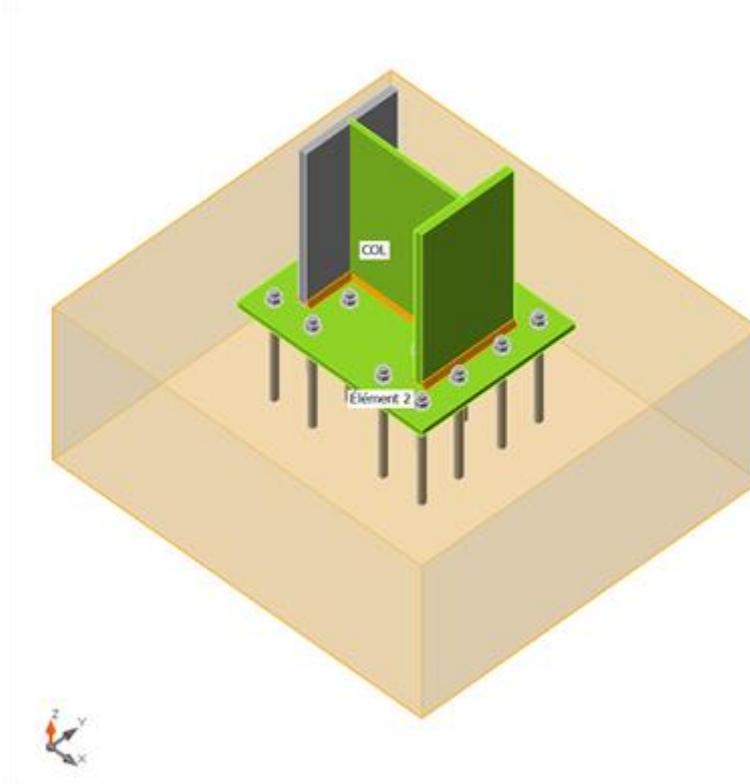
Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	1100 x 1200	mm
Profondeur	500	mm
Ancrage	M22 8.8	
Longueur de l'ancrage	300	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	
Section transversale de la bêche	HEB180	
Longueur de la bêche	100	mm

### VI.5.1.3. Verification

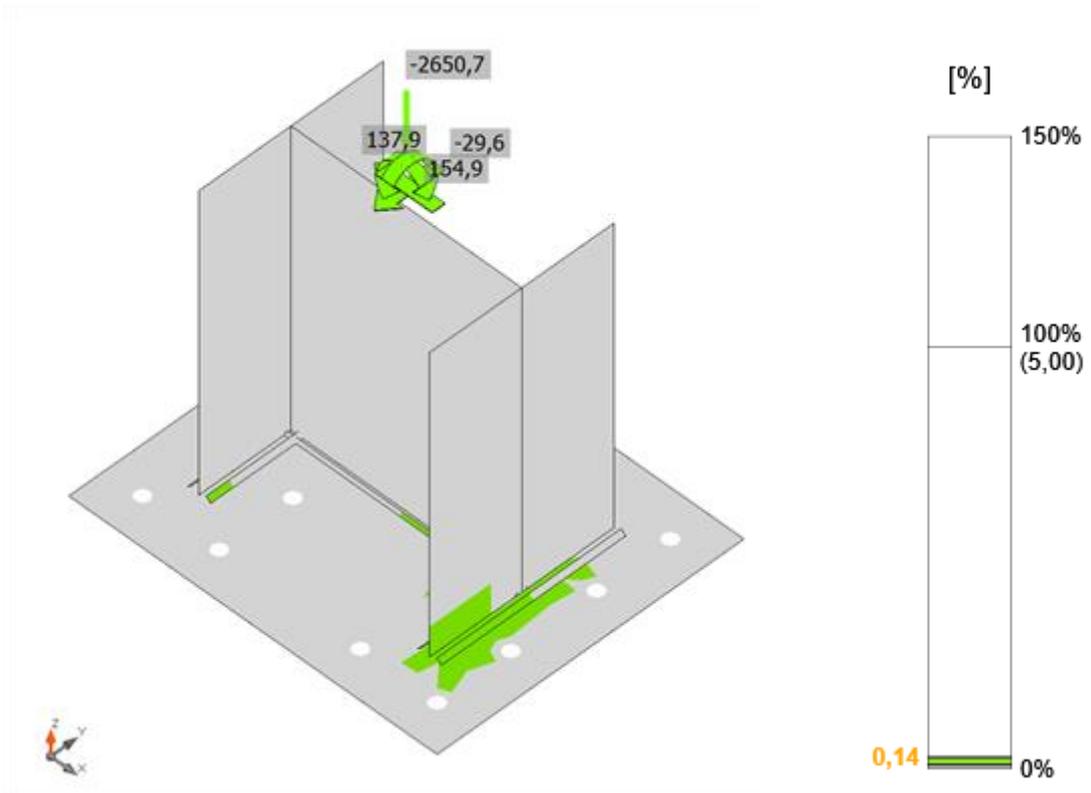
#### Sommaire

Ce tableau représente toutes les vérifications de tous les éléments de cet assemblage

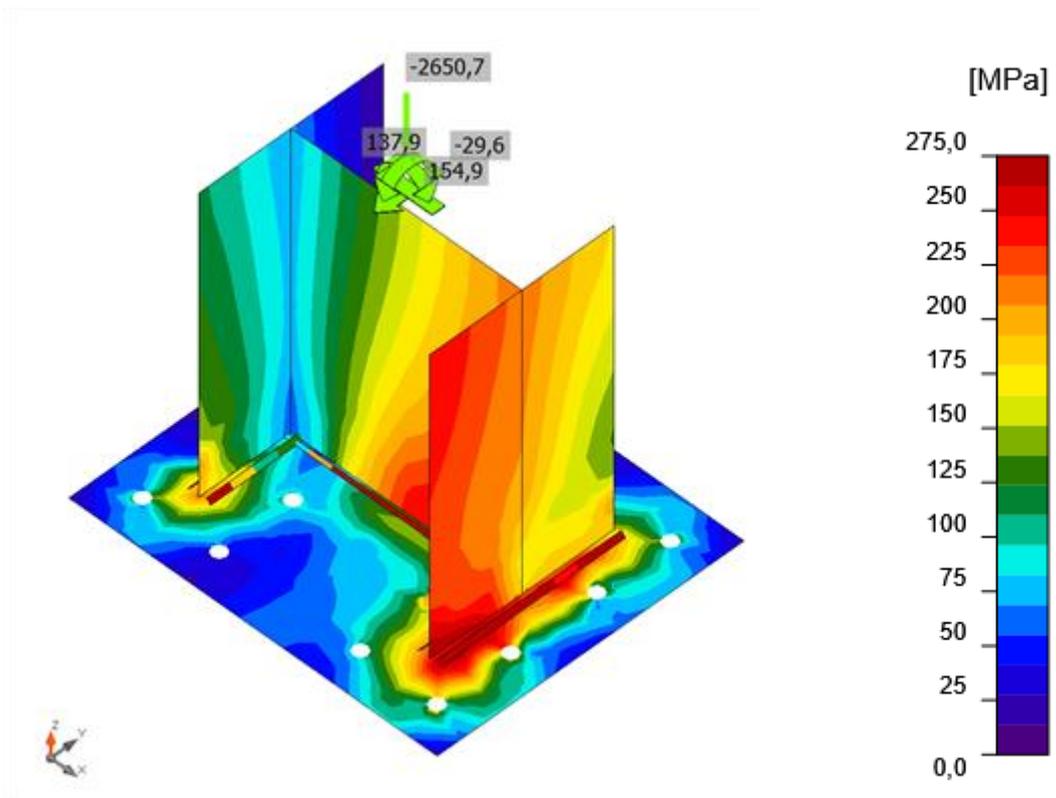
Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	$0,1 < 5,0\%$	OK
Tiges	$11,3 < 100\%$	OK
Soudures	$99,0 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$95,1 < 100\%$	OK
Cisaillement	$43,8 < 100\%$	OK



Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1

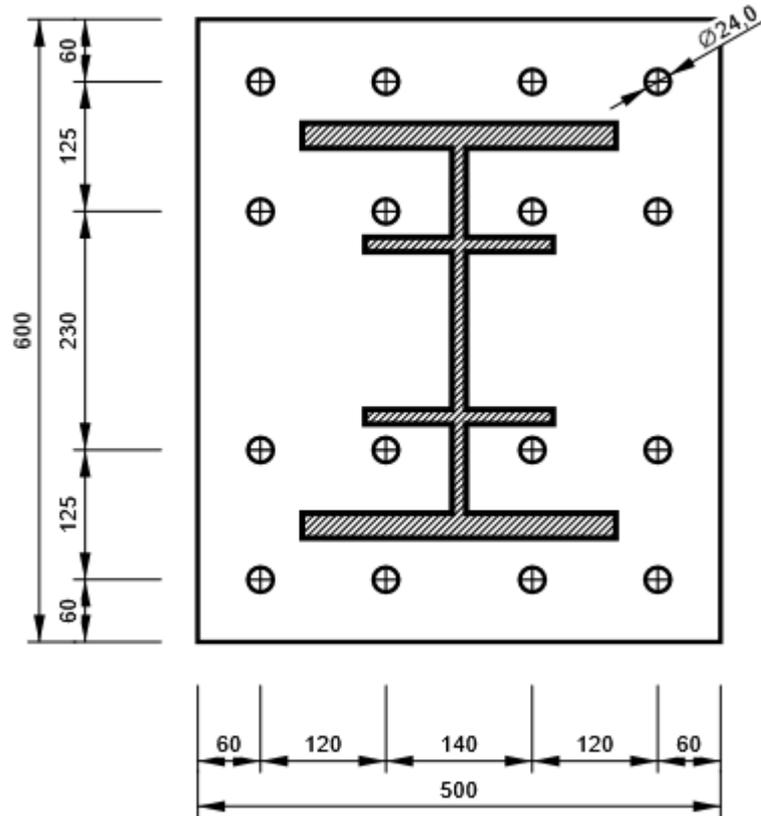


Contrainte équivalente, LE1

Dessin

BP1

P20,0x600-500 (S 275)



**VI.6. Assemblage de continuité Poteau HEB 400-HEB 400**

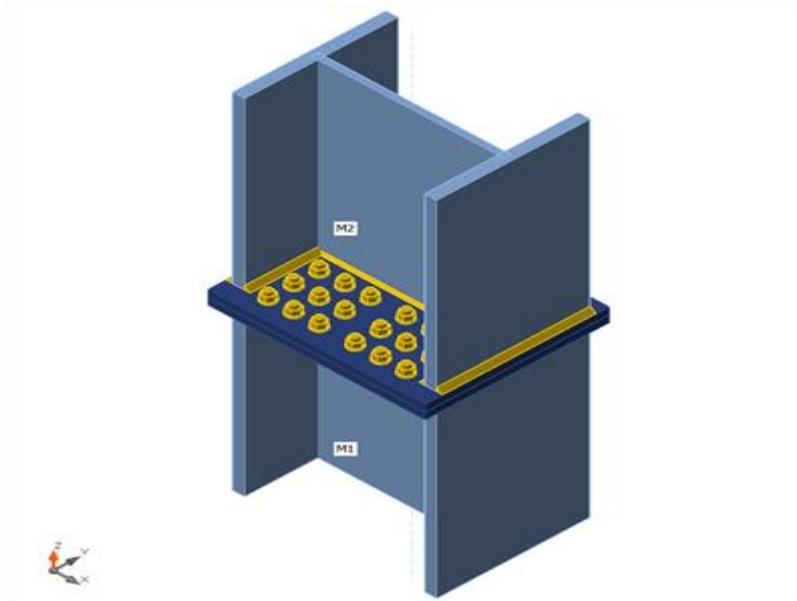
**VI.6.1. Conception**

- La note de calcul IDEA STATICA : (ANNEX7)

**VI.6.2 Assemblage de continuité Poteau poteau**

Ce tableau représente la rotation de et le décalage de poteau :

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
M1	1 - HEB400	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nœud
M2	1 - HEB400	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud



### Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEB400	S 275

### VI.6.3. Boulons

Ce tableau représente le diamètre et la classe de résistance de boulonne

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M16 10.9	M16 10.9	16	1000,0	201

Ce tableau représente les charges applique sur le poteau

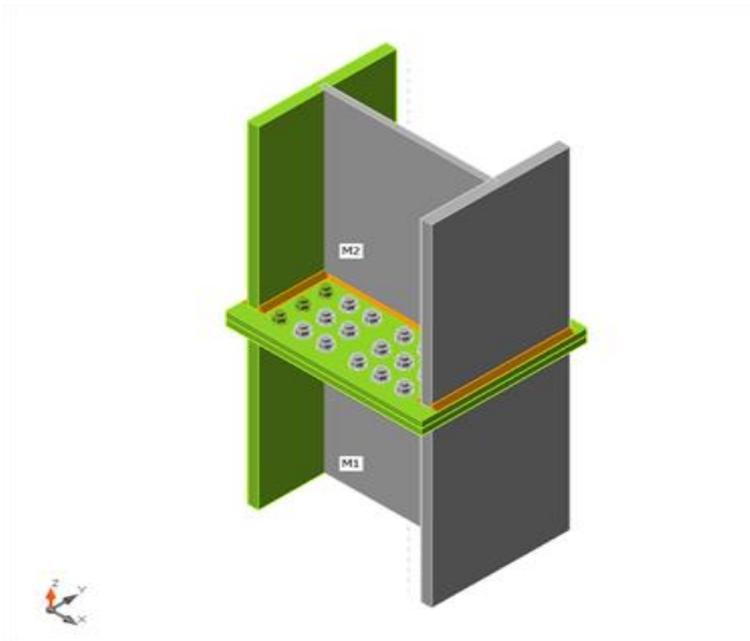
Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	0,0	-65,0	138,0	0,0	155,0	71,0

### VI.6.4. Verification

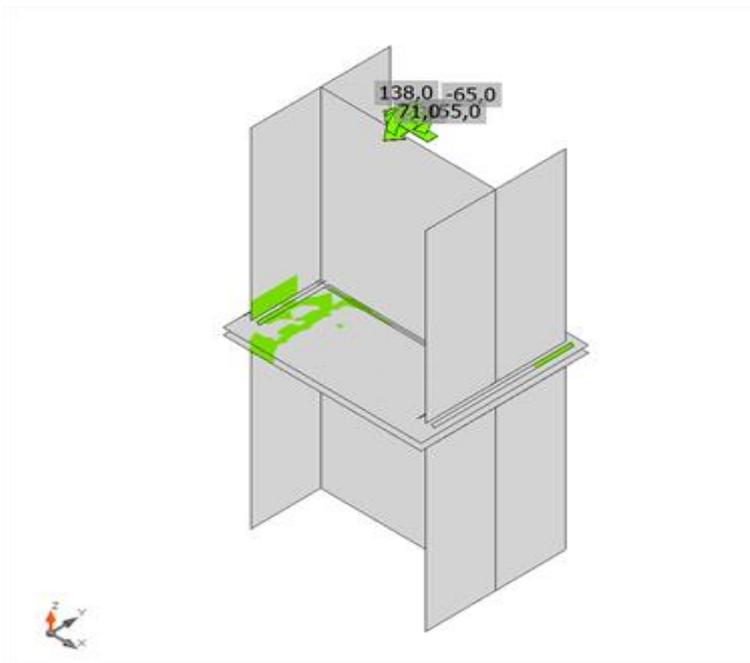
#### Sommaire

Ce tableau représente les vérifications exigier par Eurocod 3

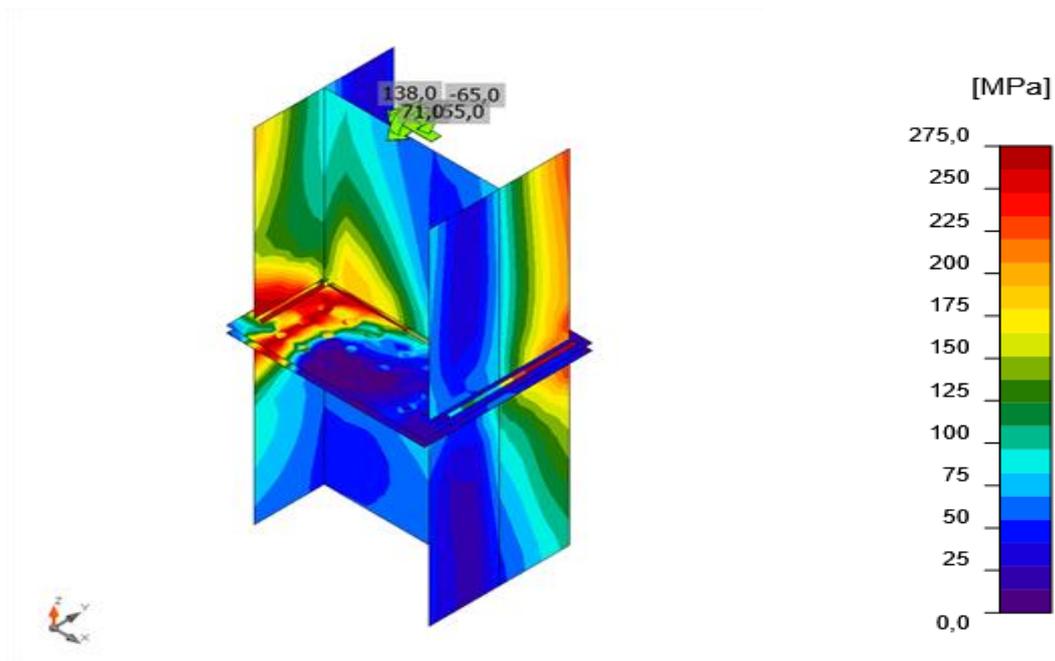
Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,6 < 5,0%	OK
Boulons	92,8 < 100%	OK
Soudures	98,3 < 100%	OK



Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

**VI.7. Assemblage pied de poteau-contreventement**

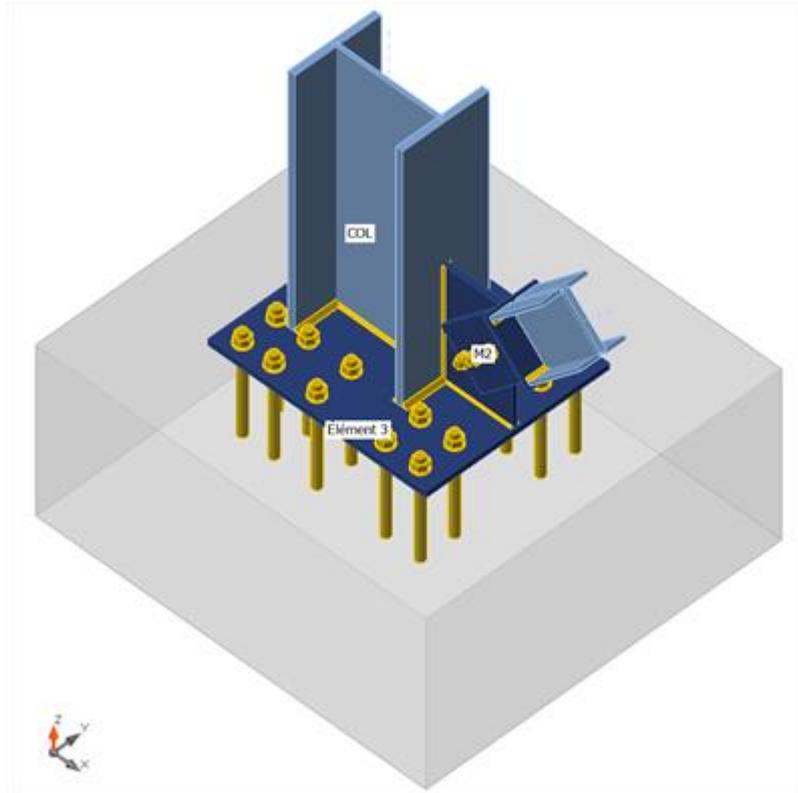
- La note de calcul de IDEA STATICA : (ANNEX9)
- Matériau

Acier	S 275
Béton	C25/30

**VI.7.1. Conception**

- Pied de Poteau contreventements:

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans	X [mm]
COL	5 - HEB400	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud	0
M2	4 - 2Uo(UNP200)	0,0	-45,0	0,0	0	0	-100	Position	298



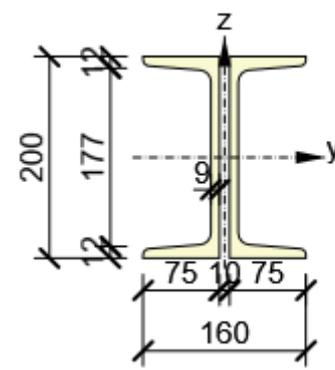
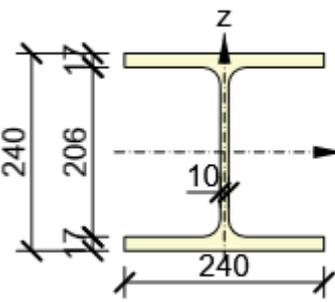
- Sections transversales

Nom	Matériau
5 - HEB400	S 275
4 - 2Uo(UNP200)	S 275
6 - HEB240	S 275

- Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
5 - HEB400	S 275	

## Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

4 - 2Uo(UNP200)	S 275	
6 - HEB240	S 275	

### VI.7.2. Tiges/Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000,0	707
M24 10.9	M24 10.9	24	1000,0	452

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-2650,7	-27,7	-123,9	0,0	-139,1	24,7
	M2	535,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

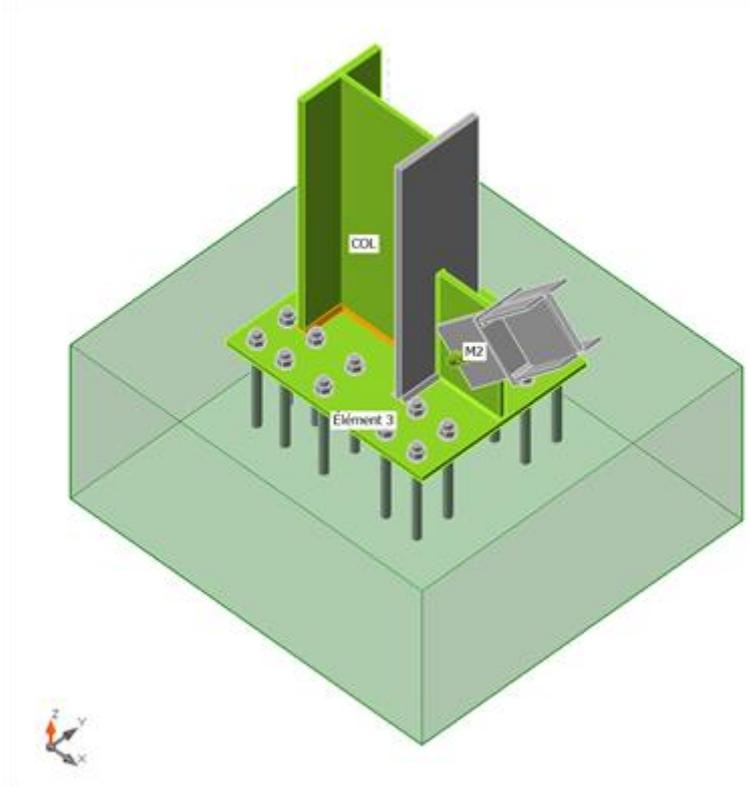
### VI.7.3. Fondation

Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	1240 x 1360	mm
Profondeur	600	mm
Ancrage	M30 10.9	
Longueur de l'ancrage	300	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	
Section transversale de la bêche	HEB240	
Longueur de la bêche	150	mm

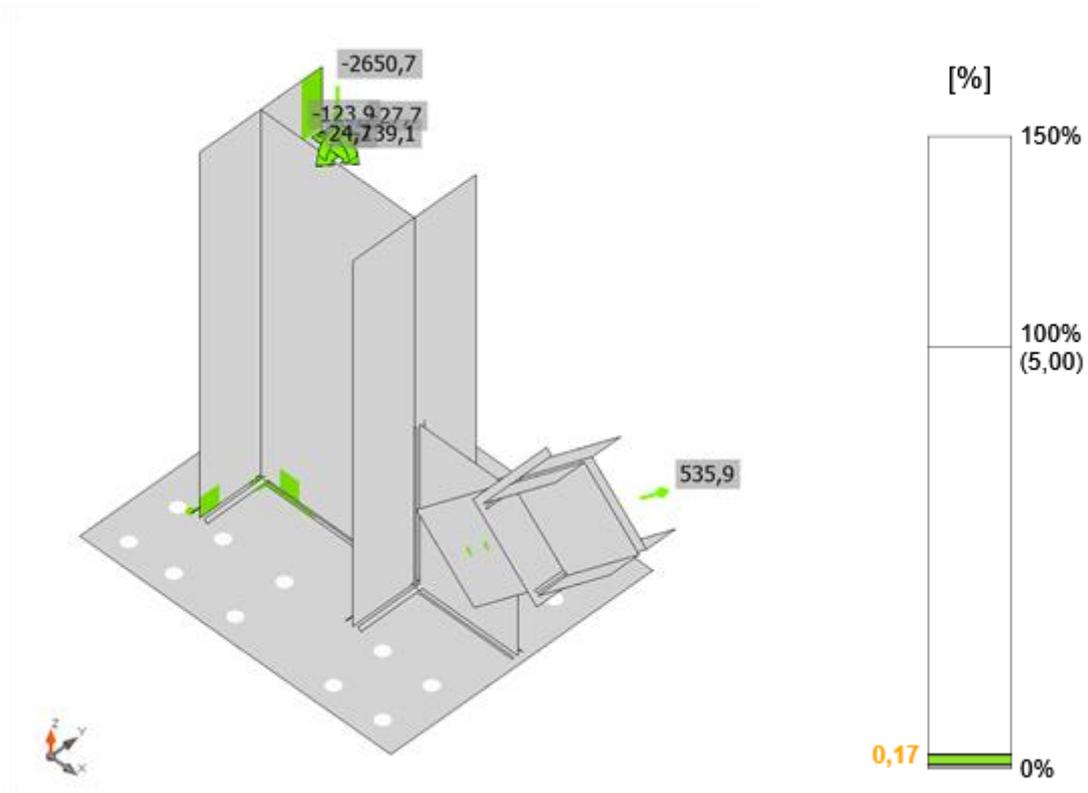
### VI.7.4. Vérification

- **Sommaire**

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	$0,2 < 5,0\%$	OK
Boulons	$83,5 < 100\%$	OK
Tiges	$42,2 < 100\%$	OK
Soudures	$98,3 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$78,2 < 100\%$	OK
Cisaillement	$94,5 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

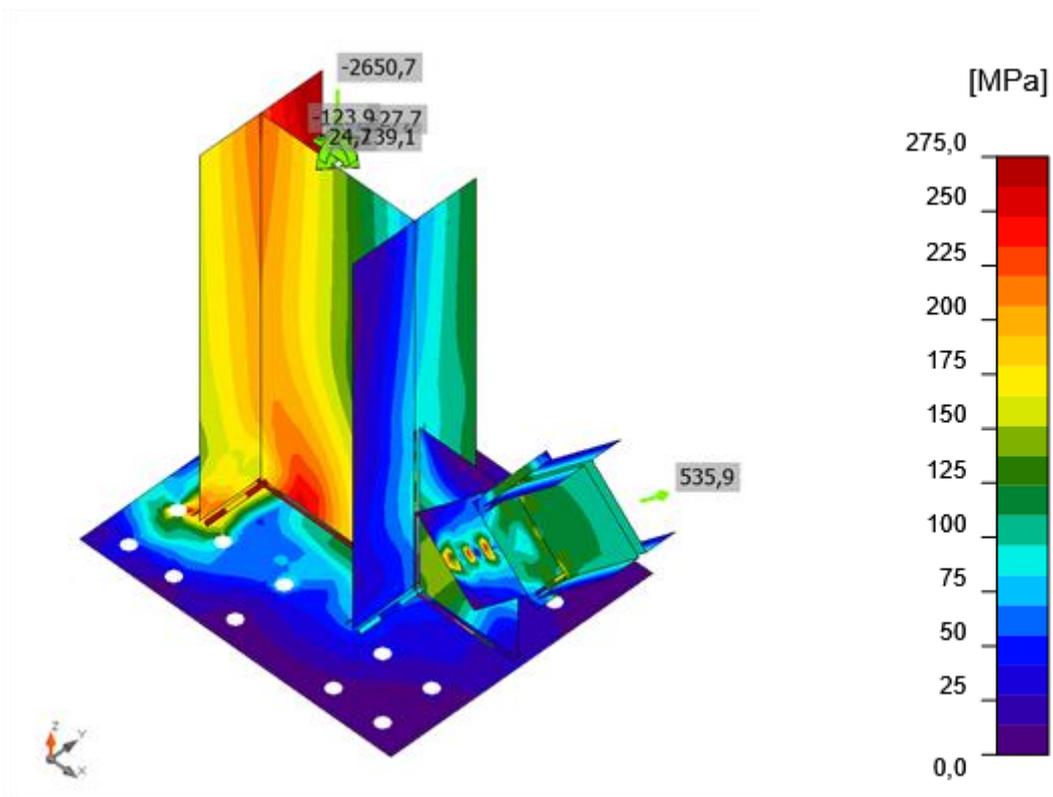


Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1

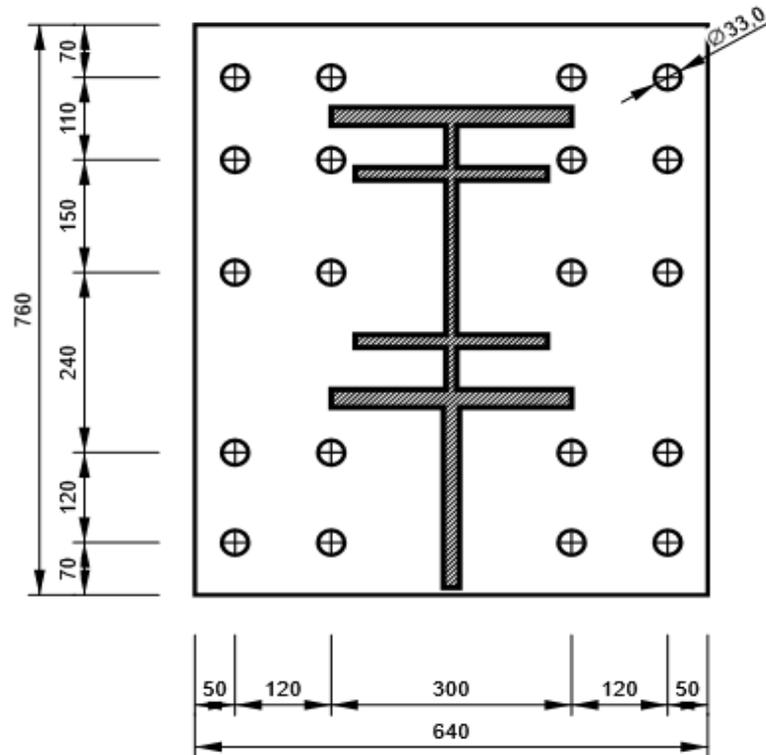
•



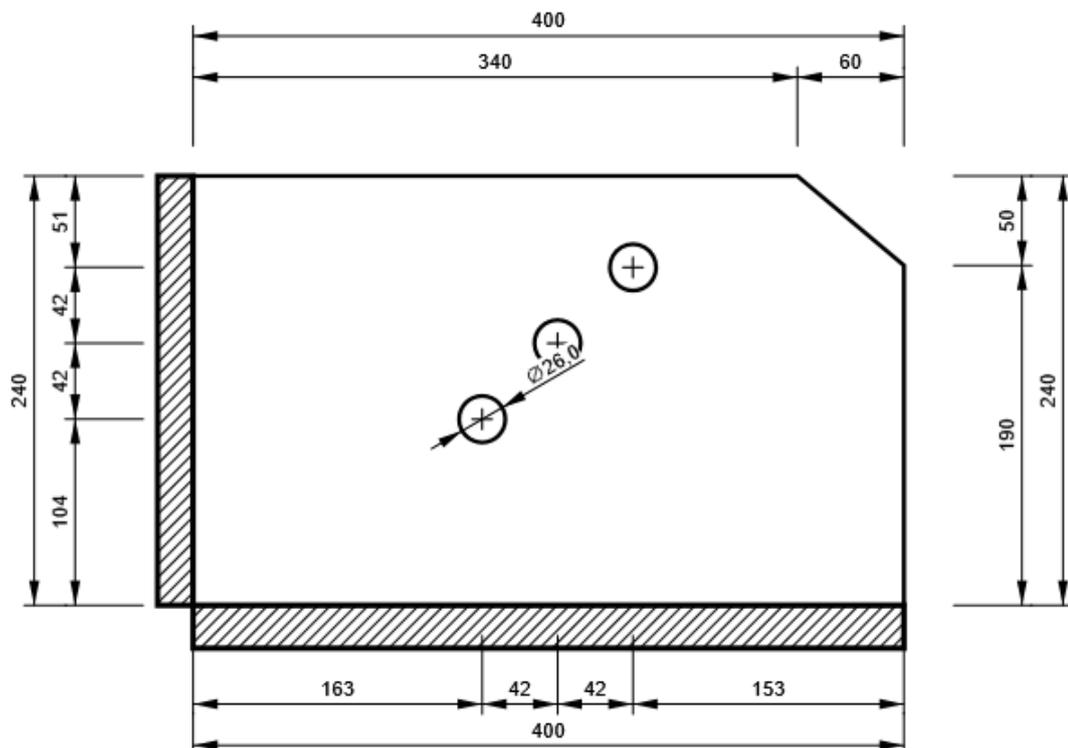
Contrainte équivalente, LE1

## Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

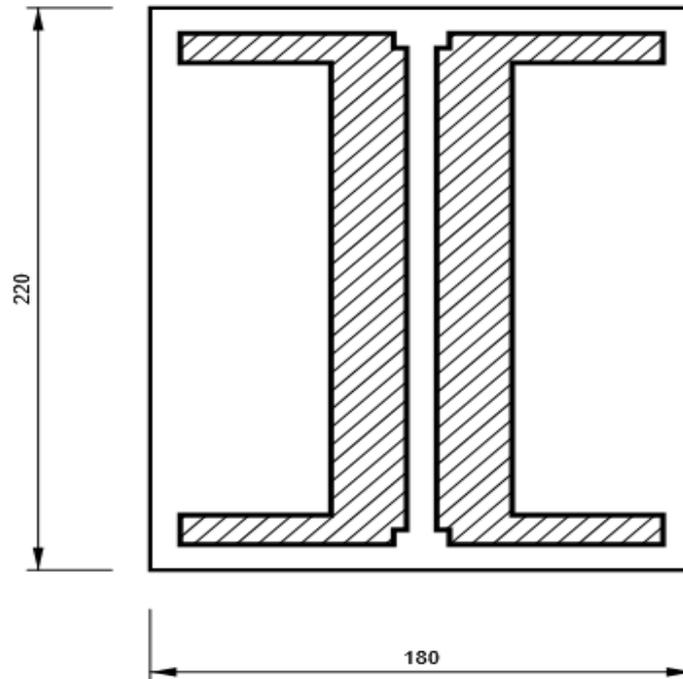
- Dessin
- BP1
- P20,0x760-640 (S 275)



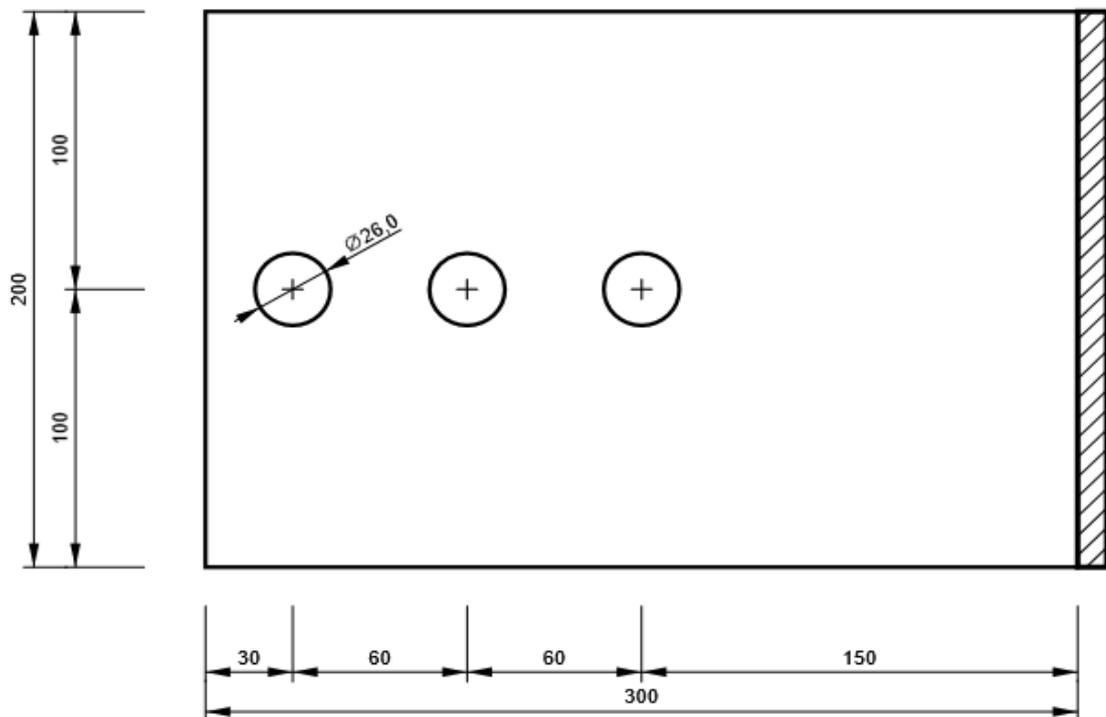
- CPL1 - CPL1a
- P20,0x240-400 (S 275)



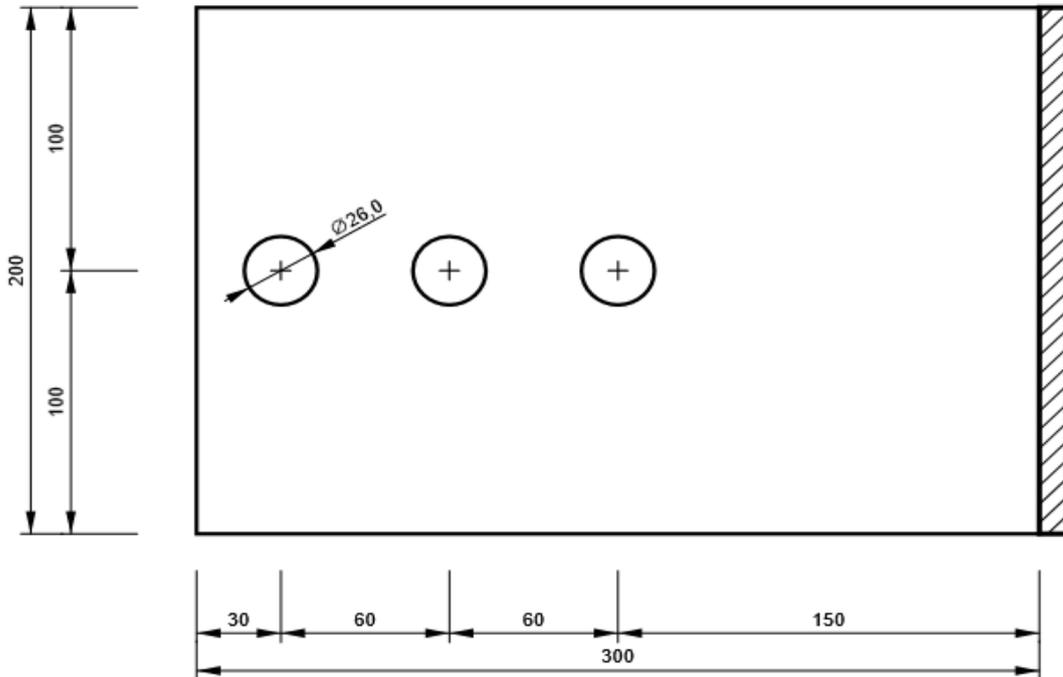
- CPL1 - CPL1b
- P10,0x220-180 (S 275)



- CPL1 - CPL1c
- P20,0x200-300 (S 275)



- CPL1 - CPL1d
- P20,0x200-300 (S 275)

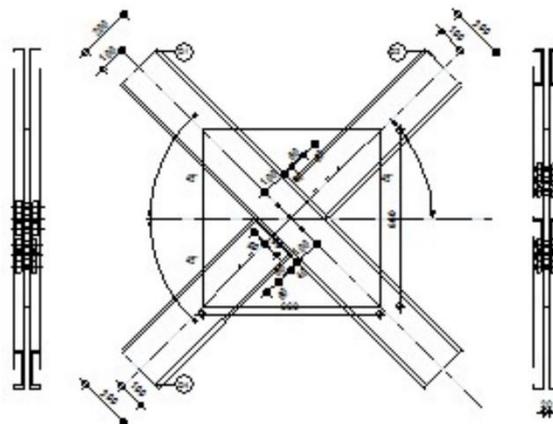


**VI.8. Assemblage contreventement gousser**

**EXPLIQUER LES VERIFICATIONS**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	<b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

D1 - 2 URN 200  
D2 - 2 URN 200  
D4 - 2 URN 200



### VI.8.1. Géométrie

Dans ce cas d'assemblage en vas vérifier dans cette assemblage contreventement contreventement la vérification de l'effort de cisaillement dans les boulonne en cas de charge de traction dans la barre.

Le profiler de contreventements utiliser est 2UPN200/20

<b>Matériau :</b>		ACIER	
	$f_y$	275,00	MPa
	$f_u$	430,00	MPa
<b>Angle</b>	$\alpha$	45,0	Deg

### VI.8.2. Boulons

#### Barre 1-4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	3,03 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,80 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	670,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60;60 [mm]	
e <sub>2</sub> =	100 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

### VI.8.3. Gousset

l <sub>p</sub> =	660 [mm]	Longueur de la platine
h <sub>p</sub> =	660 [mm]	Hauteur de la platine
t <sub>p</sub> =	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
f <sub>y</sub> =	275,00 [MPa]	Résistance

### VI.8.4. Coefficients de matériau

$\gamma_{M0}$ =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2}$ =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### **VI.8.5. Efforts**

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 531,00$  [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 531,00$  [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 531,00$  [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 531,00$  [kN] Effort axial

### **VI.9. Conclusion**

Les assemblages de construction métallique doivent être conçus et réalisés avec précision pour résister aux charges et contraintes auxquelles la structure sera soumise, qu'il s'agisse de forces gravitationnelles, de forces sismiques ou de charges dynamiques. Ils doivent également prendre en compte les variations thermiques, les mouvements du sol et d'autres facteurs environnementaux.

# **Chapitre VII**

## **Fondations**

### VII.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ▶ Type d'ouvrage à construire.
- ▶ La nature et l'homogénéité du sol.
- ▶ Facilité d'exécution et l'aspect économique.

### VII.2. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure pour cela, une couche de béton (béton de propreté) est posée sur le sol qui est dosée à  $150 \text{ kg/m}^3$  et de 10cm d'épaisseur.

### VII.3. Choix du type de fondation

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

### VII.4. Semelles isolées

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité afin d'assurer la validité de la semelle isolée.

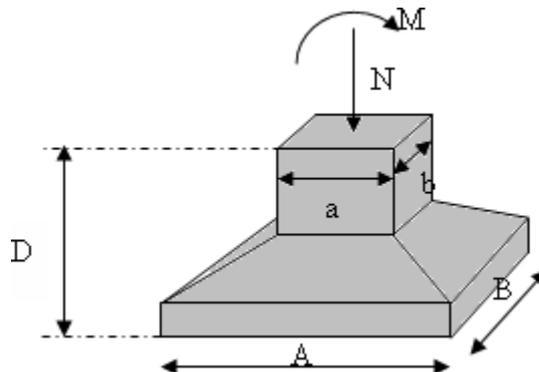


Figure VII. 1: Semelles isolée sous poteaux.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N = 2650,7 \text{ KN}$$

Sous la combinaison de charge ELS, on adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire que :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \rightarrow A = \sqrt{S} \rightarrow A = B = 1.2 \text{ m}$$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles il faut vérifier que :  $L_{min} > 1.5B$

Tel que : ***L<sub>min</sub>*** est l'entre axe minimum entre deux poteaux

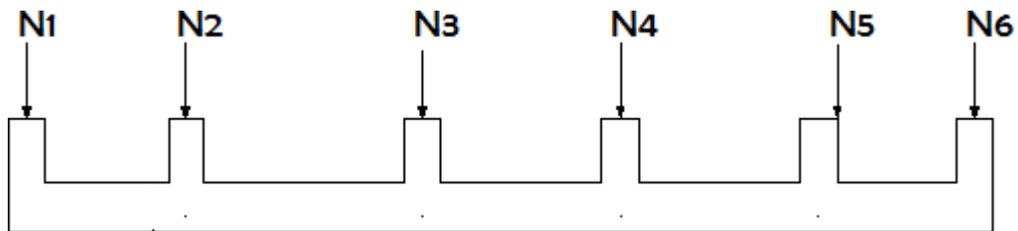
Dans notre cas : ***L<sub>min</sub>*** = **1.6 m** <  $1,5 \times 1.2 = 1.8 \text{ m}$  ... non vérifiée

**Remarque**

On remarque d'après les calculs résumés dans le tableau précédent, que les semelles isolées ne peuvent pas être réalisées, car cela causera un chevauchement. D'autant plus que notre ouvrage représente une charge importante, alors on va opter pour des semelles filantes.

**VII.5. Semelles filantes**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.



**Figure VII. 2:** Semelles filantes.

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$  De chaque file de poteau

$$S = B \times L$$

- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}} \text{ [16]}$$

## Chapitre VII : Fondations

Avant tout, il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour trouver la charge revenant à chaque file de semelle filante.

▪ **Sens-Y-Y :**

**Tableau VII. 2:** Surface des semelles filants –sens y-y

file	<i>N<sub>ser</sub>(kN)</i>	L(m)	<i>B (m)</i>	<i>Bchoisit(m)</i>	<i>S (m<sup>2</sup>)</i>
A	940,236	7,2	0,652942	1	7,2
B	1807,693	10,9	0,829217	1	10,9
C	2247,457	12,5	0,898983	1	12,5
D	2555,98	14,8	0,863507	1	14,8
E	2578,522	14,8	0,871122	1	14,8
F	2456,855	12,5	0,982742	1	12,5
I	2224,425	12,5	0,88977	1	12,5
J	1848,508	10,9	0,847939	1	10,9
K	924,7813	7,2	0,642209	1	7,2
$\Sigma S$					103.3

On a :

<i>S<sub>Semelle</sub> (m<sup>2</sup>)</i>	<i>S<sub>batiment</sub> (m<sup>2</sup>)</i>	%
103.3	290.65	36%

**1. Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

On a surface  $S_b = 290.65 \text{ m}^2$

– **Sens-Y-Y :**

$$\frac{103.3}{290.65} = 0.35 < 50\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise de la structure donc on va opter pour des semelles filantes continues comme type de fondation. Le calcul se fait pour la file de poteaux la plus sollicitée (file E)

**2. Dimensionnement des semelles et nervures :**

**Tableau VII. 3:** Caractéristique de la semelle de file E

N (kN)	L(m)	B(m)	S <sub>S</sub> (m <sup>2</sup> )
2578,522	14.8	1	14.8

**a. La hauteur  $h_{sf}$ :**

La hauteur de la semelle est donnée par la relation :  $h_{sf} = d + 0.05$

$$\text{D'où : } d \geq \frac{B-b}{4}$$

—  $d$  : hauteur utile.

—  $b$  : Cotés du poteau (en m),  $b = 0.4m$

$$\text{Donc : } h_{sf} \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \rightarrow h_{sf} \geq 0.2m \rightarrow h_{sf} = 0.35 m$$

**b. Largeur des nervures  $b_n$  :**

Par la condition de coffrage on a :  $b_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{3.5}{10} = 0.35 m$  on opte pour  $b_n = 40 cm$

**c. Hauteur de nervures :**

— Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$0.44 \leq h \leq 0.7 \quad \text{On prend } h_n = 60 cm$$

▪ **Calcul des armatures principales :**

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELS. Nous avons :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_s}$$

Répartition du poids totale le long de la semelle :

La répartition des charges le long de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$q_u = \frac{N_t}{L}$$

Avec :

—  $L$ : longueur totale de la semelle

—  $N_t$  : l'effort normale total ;  $N_t = P_{ts} + N$

▪ **Calcul des poids des terres + semelle (PTS) :**

Le poids des terres est donné par la formule suivante :

$$P_{ts} = s \times \gamma \times D$$

Avec :

—  $s$ : surface de la semelle ;  $s = 103.3m^2$

—  $\gamma$ : poids spécifique ( terre + semelle ),  $\gamma = 18 kN/m^3$

—  $D$  : ancrage de la semelle ;  $D = 4m$

Alors :

$$P_{ts} = 103.3 \times 18 \times 4 = 7437.6 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_t = 2578.52 + 7437.6 = 10016.12 \text{ kN}$$

On trouve :

$$q_{ser} = \frac{10016.12}{14.8} = 676.76 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{676.76(1 - 0.4)}{8(0.95 - 0.05) \times 200 \times 10^3} = 2.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisissons **4T 12/ml** = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de **20cm**.

**Armatures de répartition** :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on opte pour 4T8,  $A_r = 2.012 \text{ cm}^2$

▪ **Ferraillage max en travée et sur appuis de la nervure :**

On a :  $q = P = 676.76 \text{ kN}$

▪ **Ferraillage longitudinale :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{676.76 \times 3.5^2}{8} = 1036.29 \text{ kN.m}$$

– **En travée :**  $M_t = 0.75M_0$

– **En appuis :**  $M_a = 0.5M_0$

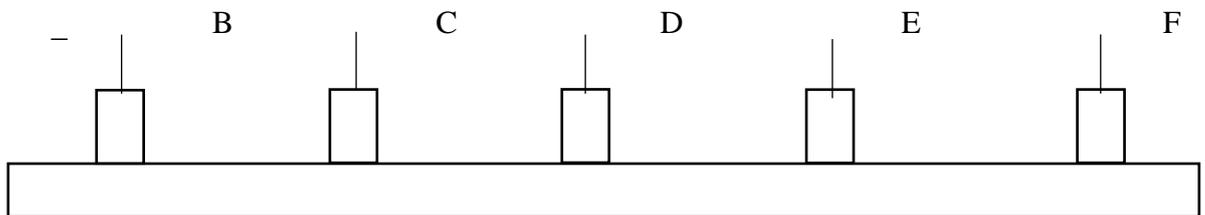
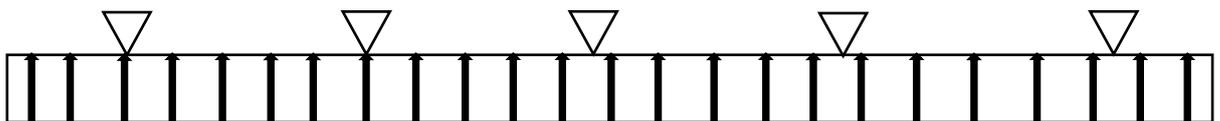
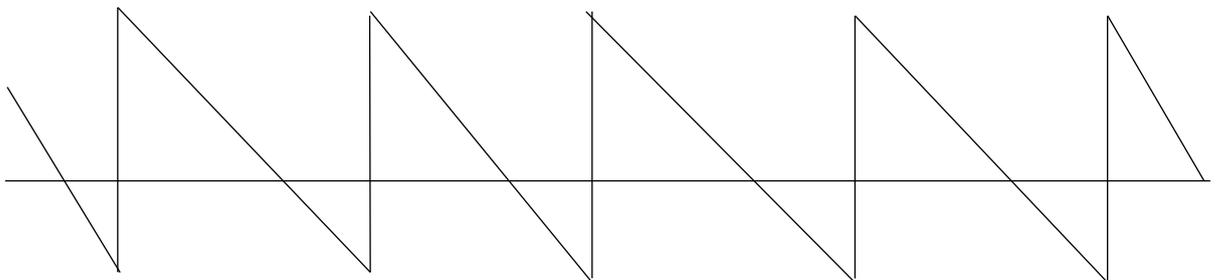


Figure VII.3



**Figure VII. 3:** Les charges appliquées.



**Figure VII. 4:** Diagramme de l'effort tranchant.

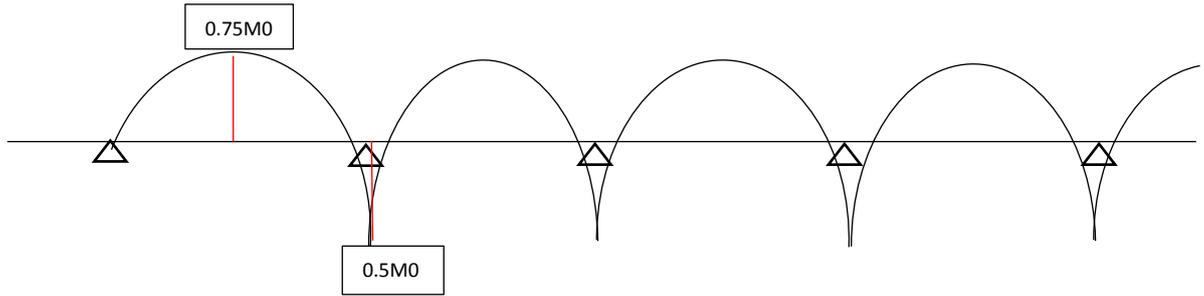


Figure VII. 5: Diagramme des moments fléchissant.

a. **En travée :**

— **Moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{F_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{777.22 \times 10^6}{14.7 \times 900^2 \times 400} = 0.16 < \mu_R = 0.391$$

Donc pas d'acier comprime, Armateurs tendus seulement.

— **Coefficient de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.22$$

— **Bras de levier du couple interne :**

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 820.8 \text{ cm}$$

— **Section théorique d'acier :**

$$A_u = \frac{M_{ut}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{777.22 \times 10^6}{820.8 \times 200} = 47.34 \text{ cm}^2$$

— **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 40 \times 2.1 \times 90}{400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

- **Choix :** 10T25 →  $A = 49.09 \text{ cm}^2$

b. **Sur appuis :**

La méthode de calcul précédente étant la même, nous résumerons les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VII. 4: Ferrailage sur appuis.

$\mu$	$\alpha$	$Z_b$ (cm)	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix :
0.11	0.15	84.6	30.62	4.35	10T20 A=31.42cm <sup>2</sup>

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée préjudiciable

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 25 =$$

**Tableau VII. 5:** Vérification des contraintes.

	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	Condition
Travée	777.22	49.09	15	15	400	130.3	Vérifiée
Appui	558.15	31.42	15	15	400	110.3	Vérifiée

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec :

•  $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$  et  $T_u = \frac{q_u L}{2} = 1814.79 \rightarrow \tau_u = \frac{1037.02 \times 10^3}{500 \times 900} = 2.3 \text{ MPa}$

•  $\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

On a  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée

▪ **Armatures transversales :**

– **D'après [15] :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e}$$

Avec :

k = 1 (pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.4 \text{ MPa}$$

– **D'après [6] :**

–  $\frac{A_t}{S_t} = 0.003 b_0$

–  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$  ..... zone nodale

–  $S_t \leq \frac{h}{2}$  ..... zone courante

## Chapitre VII : Fondations

**Tableau VII. 6:** Ferrailage des armatures transversales

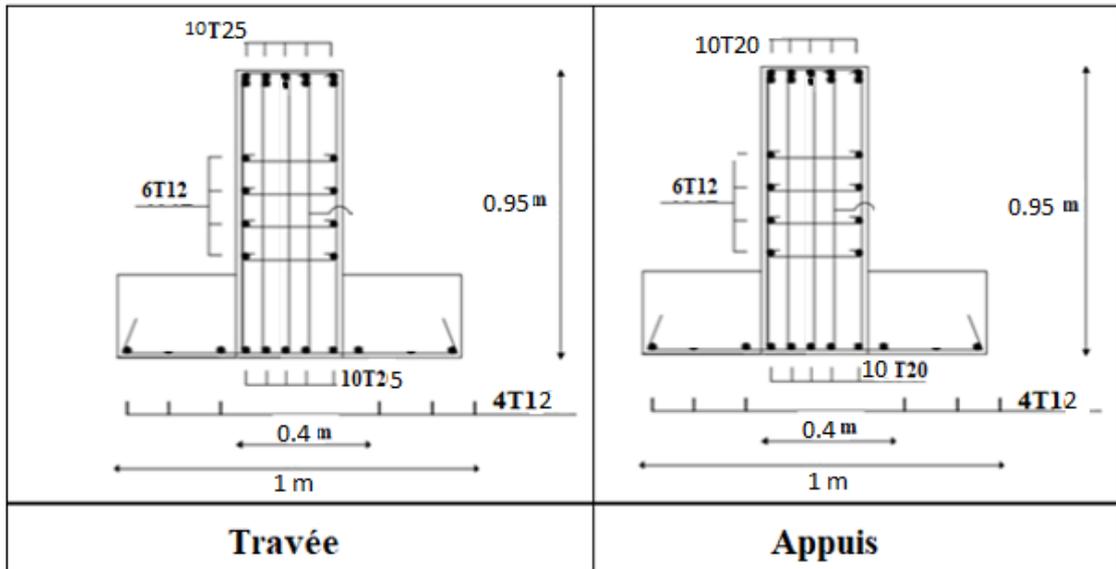
		$S_t(cm)$ BAEL	$S_t^{adpt}(cm)$		$A_t$ ( $cm^2$ )	Choix
$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$		z.N	z.C		
<b>1814.79</b>	2.3	40	15	30	4.2	4T12 $A_t(cm^2) = 4.52$

- **Armatures de peau :**

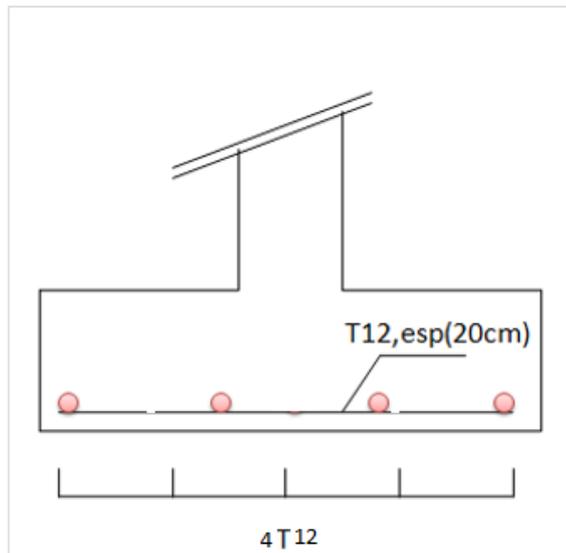
Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3\text{ cm}^2/\text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 2.3\text{ cm}^2$$

On prend :  $6T12 = 6.786\text{ cm}^2$



**Figure VII. 6:** Ferrailage de nervurée et la semelle filante.



**Figure VII. 7:** Ferrailage de la semelle filante.

**CHAPITRE VIII**  
**NEIGE ET VENT**

### **VIII.1. Introduction**

L'effet du vent sur une construction 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 (**RNV2013**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

- Domaine d'application de RNV :

Ce règlement s'applique aux types de constructions suivants dont la hauteur est inférieure à 200 mètres :

Tous les types de bâtiments tels que résidentiels, administratifs, scolaires, industriels, lieux de culte et autres structures similaires.

Les cheminées et autres structures similaires.

Les installations de stockage telles que les réservoirs, les châteaux d'eau, les silos et autres.

Les structures verticales et horizontales en treillis, y compris les pylônes, les grues, les échafaudages, les passerelles et autres.

Les panneaux de signalisation, les murs de clôture et les drapeaux.

- Principes de DTR RNV (version2013) :

Selon le règlement, il est obligatoire de mener une étude du vent sur toutes les parois de la structure. Dans le cas d'un bâtiment de forme rectangulaire, l'étude sera effectuée sur deux parois spécifiques.

### **VIII.2. Etude de neige**

#### **VIII.2.1. Introduction**

Il est important de considérer la surcharge générée par l'accumulation de neige sur la terrasse lors des vérifications des éléments de la structure.

### VIII.2.2. Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de neige (S) par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Où :

La valeur de  $S_k$  (en  $\text{kN/m}^2$ ) est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H (en mètres) du site considéré :

Où :

$C_z$  est le coefficient de zone de neige, dépendant de la zone de neige spécifique. Pour la wilaya d'Alger, classée en zone A, le coefficient  $C_z$  est déterminé selon les classifications de RNV2013.

$S_0$  est la charge de neige de référence sur le sol, déterminée en fonction de la classification de la zone de neige et exprimée en  $\text{kN/m}^2$ .

Veuillez noter que la valeur précise de  $S_k$  nécessite les données spécifiques de la zone de neige, qui ne sont pas disponibles dans la demande. Il est recommandé de se référer aux normes et aux classifications locales appropriées, ainsi que de consulter des professionnels qualifiés pour obtenir les valeurs précises de  $S_k$  en fonction de l'altitude du site à Alger.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

H est l'altitude du site, → chiffa a une altitude d'environ 100m par rapport au niveau de la mer.

$$S_k = 0.22 \text{ KN/m}^2$$

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \longrightarrow \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0,8 \times 0.22$$

$$S = 0.176 \text{ kN/m}^2$$

### VIII.2.3. Conclusion

La charge de la neige  $S_n = 0.176 \text{ kN/m}^2$ , on va la négliger.

### **VIII.3. Effet du vent**

#### **VIII.3.1. Introduction**

Le vent est considéré comme des forces statiques appliquées à la construction, supposée horizontale. Cependant, ces forces peuvent également engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces sont influencées par plusieurs paramètres. Selon les dispositions du RNV2013, le calcul des actions du vent doit être effectué séparément pour chaque direction perpendiculaire aux différentes parois de la construction.

- Les actions du vent appliquées aux parois dépendent des éléments suivants :
- La direction du vent.
- L'intensité du vent.
- La région géographique.
- L'emplacement spécifique de la structure et son environnement.
- La forme géométrique de la structure, y compris les ouvertures telles que les fenêtres et les portes.
- La nature de la structure elle-même, notamment sa hauteur, sa rigidité et sa surface exposée au vent.

Ces paramètres sont pris en compte lors du calcul des forces du vent sur chaque paroi de la construction. Les normes et les codes de construction spécifiques fournissent des méthodes et des coefficients appropriés pour estimer ces forces du vent en fonction des caractéristiques de la structure et de son emplacement.

Il est essentiel de considérer ces facteurs lors de la conception et de la construction d'une structure afin de garantir sa stabilité et sa résistance aux charges du vent. Les ingénieurs en structures utilisent des modèles et des méthodes d'analyse spécialisées pour évaluer les actions du vent et dimensionner adéquatement les éléments de la structure pour y faire face.

#### **VIII.3.2. Hypothèses de calcul**

Dans le cas où notre structure n'est pas entourée par d'autres structures et que le vent souffle dans les deux directions, le calcul des actions du vent doit être effectué séparément pour les deux directions perpendiculaires aux parois de la construction. Nous allons examiner une face pour chaque direction du vent, en supposant que notre bâtiment présente une symétrie.

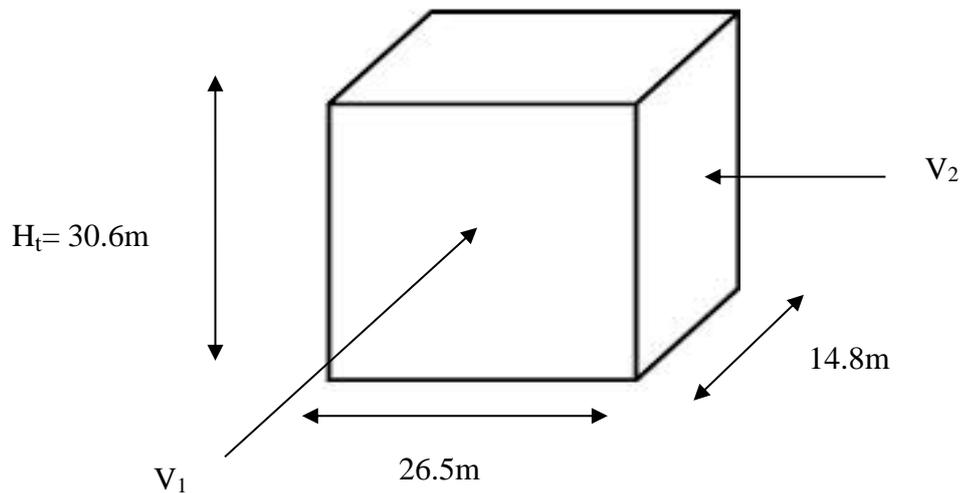
## Chapitre VIII : Neige Et Vent

La direction V1 du vent : C'est la direction perpendiculaire à la façade principale du bâtiment. Les forces du vent sont évaluées en considérant cette direction spécifique.

La direction V2 du vent : C'est la direction parallèle à la façade principale du bâtiment. Les forces du vent sont également calculées en tenant compte de cette direction particulière.

En étudiant chaque face de la structure dans ces deux directions du vent, nous pouvons évaluer les charges et les effets du vent de manière approfondie et prendre les mesures nécessaires pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure.

Cette approche permet de tenir compte des différentes forces et pressions exercées par le vent sur les parois de la construction, en considérant les caractéristiques aérodynamiques spécifiques de chaque direction du vent.



**Figure VIII. 1:** Action au site.

### VIII.3.3. Données relatives au site

Le projet se trouve dans la zone urbaine Blida.

- ZONE I :
- $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  :
- Nature du site : plat :  $C_t = 1$  pour  $\phi \leq 0.05$

**Tableau VIII. 1:** Définition catégorie de terrain

Catégorie de terrain	$K_t$	$Z_0$	$Z_{min}$	$\varepsilon$
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur.	<b>0,215</b>	<b>0,3</b>	<b>5</b>	<b>0,61</b>

Avec :

$K_t$  : facteur du terrain

$Z_0$  : le paramètre de rugosité

$Z_{min}$  : la hauteur nominale

$\varepsilon$  : coefficient

**VIII.3.4. Pression dynamique de pointe**

La pression dynamique de pointe  $q_p(Z_e)$  a une hauteur de référence  $Z_e$  et donnée par [7] :

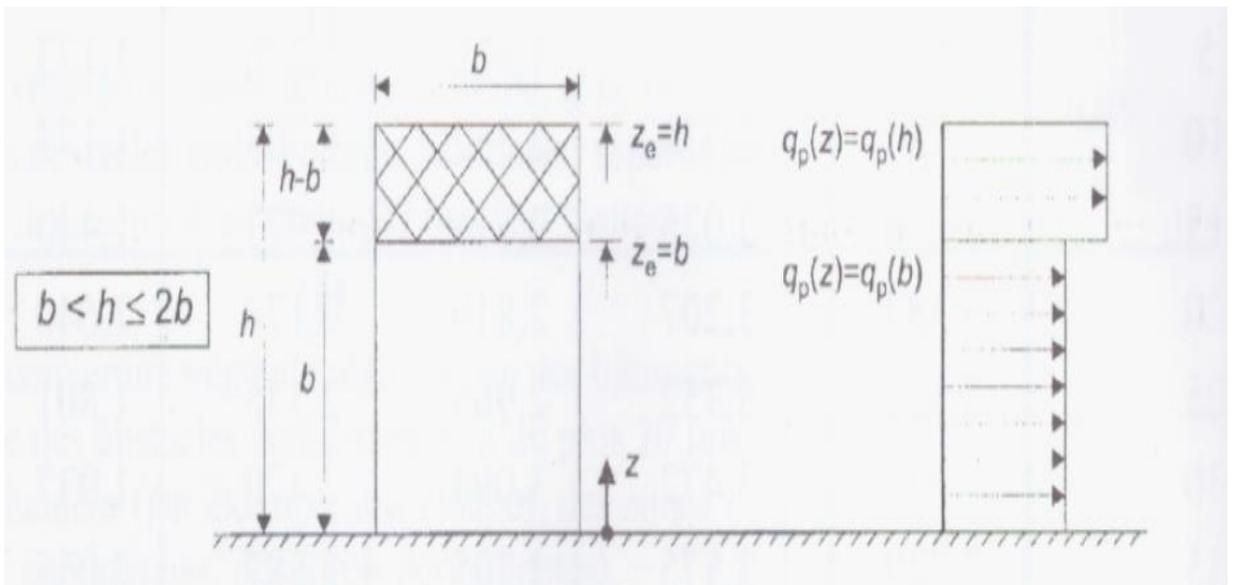
$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

➤ **Direction V1**

- Hauteur de référence  $Z_e$

✓  $h = 30.6\text{m}$  ;  $b = 26.5\text{m}$ .

✓ La hauteur de référence est :  $b < h < 2b$



**Figure VIII. 2:** Hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

a- **Coefficient de rugosité :**

Coefficient de la rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent [7].

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \text{ Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200\text{m}$$

**Tableau VIII. 2:** Coefficient de rugosité (V1) [7]

Tronçon	Z [m]	Cr
De 0 à 26.5	26.5	0.963
De 26.5 à 30.6	30.6	0.994

**b- Coefficient de topographie :**

Prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

**Tableau VIII. 3:** Coefficient topographique (V1) [7]

Tronçon	Z [m]	C <sub>t</sub>
De 0 à 26.5	26.5	1
De 26.5 à 30.6	30.6	1

**c- Intensité de turbulence :**

L'équation est : La turbulence est égale à l'écart type divisé par la vitesse moyenne du vent [7].

$$v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z$$

**Tableau VIII. 4:** Coefficient Intensité de turbulence (V1) [7]

Tronçon	Z [m]	I <sub>v</sub>
De 0 à 26.5	26.5	0.223
De 26.5 à 30.6	30.6	0.216

**d- Coefficient d'exposition**

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques [7].

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

**Tableau VIII. 5:** Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C <sub>e</sub>
De 0 à 26.5	26.5	2.39
De 26.5 à 30.6	30.6	2.48

Après avoir défini tous les coefficients nécessaires pour prendre en compte les différents effets du vent, la formule pour calculer la pression dynamique de pointe est la suivante :

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

**Tableau VIII. 6:** Valeur de pression dynamique de point q<sub>p</sub> (V1)

Tronçon	Ze [m]	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	I <sub>v</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
De 0 à 26.5	26.5	0.963	1	0,223	2.39	896.25
De 26.50 à 30.6	30.6	0.994	1	0.216	2.48	930

**VIII.3.5. Calcul de la pression due au vent**

**a- Vérification de l'existence de toiture isolée**

Selon la règle spécifiée dans la citation [7], lorsque au moins deux faces du bâtiment (façade ou toiture) remplissent la condition où l'aire totale des ouvertures existantes sur chaque face représente 30% de l'aire de cette face, il est nécessaire de calculer les actions exercées sur la structure en utilisant les règles définies pour les toitures isolées.

Les dimensions des ouvertures ont été relevées à partir des plans architecturaux des différentes façades, comme indiqué dans l'annexe.

**Tableau VIII. 7:** Valeurs des surfaces et pourcentage dominant

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m2)	Surface de la face (m2)	%
Façade 1 principale	59.4	810.9	7.32
Façade 2 latérale	59.4	810.9	33.63
Façade 3 Droit	0	452.88	0
Façade 4 Gauche	0	452.88	0

En observant que deux faces de votre structure représentent 30% de l'aire de chaque face considérée, il est donc nécessaire de calculer la pression du vent en accord avec les règles applicables aux toitures isolées, conformément à la référence [7].

**b- Vérification des conditions de la face dominante**

**Tableau VIII. 8:** Valeurs des surfaces pour la face dominante

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m <sup>2</sup> )	2x Surface des ouvertures des autres faces (m <sup>2</sup> )	Souv >2xSouv autre face ?
Façade 1 principale	63.8	118.8	Non
Façade 2 latérale	59.4	127.6	Non
Façade 3 Droit	0	246.4	Non
Façade 4 Gauche	0	246.4	Non

Condition non vérifiée, donc pas de face dominante pour notre Structure.

**VIII.3.5.1. Détermination de la pression dynamique**

La pression dynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante [7] :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

**1. Coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$  :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes [7] :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \\ C_{pe} &= C_{pe,10} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ &\text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ &\text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

✓ **Paroi verticale :**

- Cas de vent perpendiculaire à la longueur

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

$b$  : la dimension perpendiculaire à la direction du vent  $V_1$ .

$b$  : 26.5 m

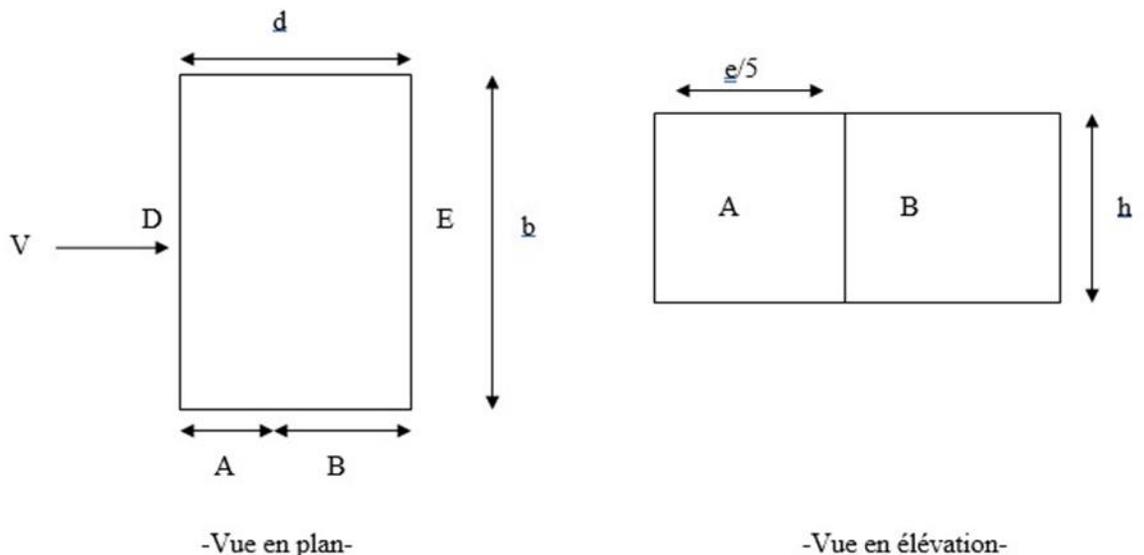
$d$  : la dimension parallèle à la direction du vent  $V_1$ .

$d$  : 14.8 m

$$e = \min [b ; 2h] = \min [26.5 ; 61.2]$$

$$e = 26.5 \text{ m}$$

$d > e$  la paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante [7] :



**Figure VIII. 3:** Légende pour les parois verticales.

## Chapitre VIII : Neige Et Vent

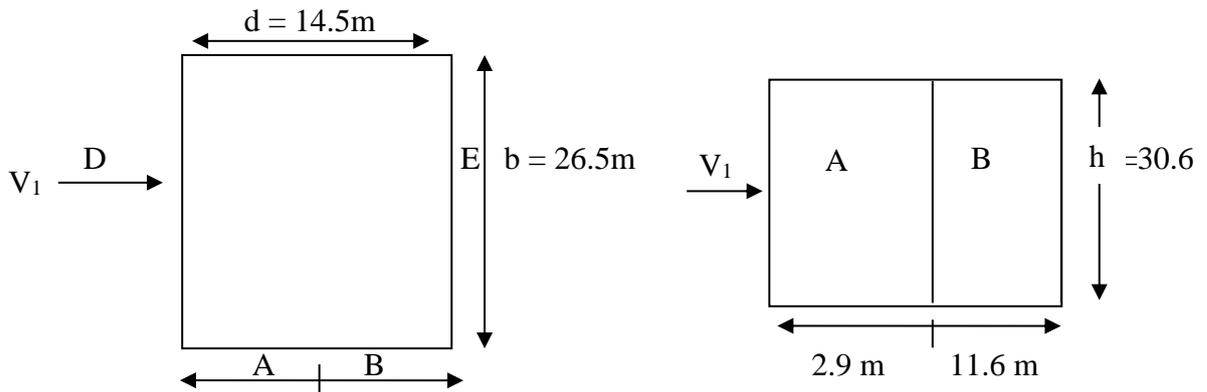
$A = 5.3 \text{ m} ; B = 21.2 \text{ m}$

**Tableau VIII. 9:** Surface des zones en  $\text{m}^2$

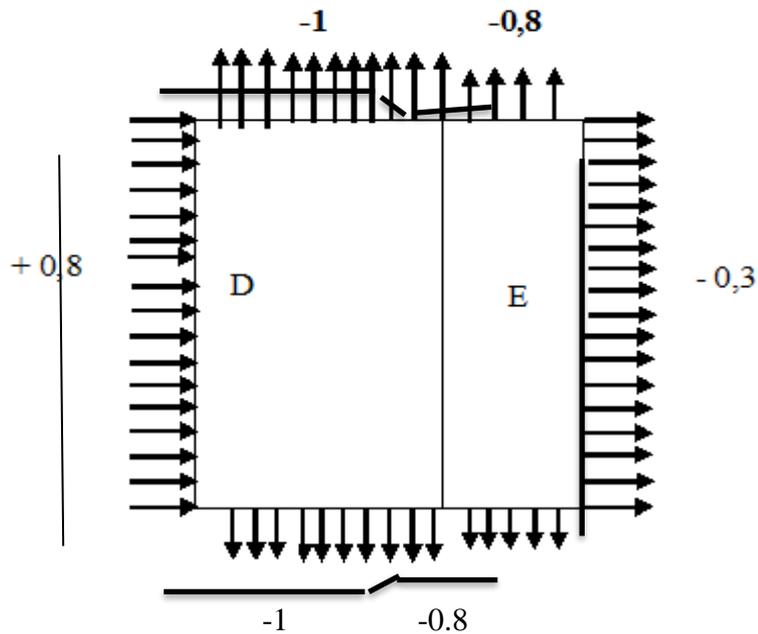
A	B
78.44 $\text{m}^2$	313.76 $\text{m}^2$

**Tableau VIII. 10:** Valeurs  $C_{pe}$  pour les parois verticales

A	B
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1	-0,8



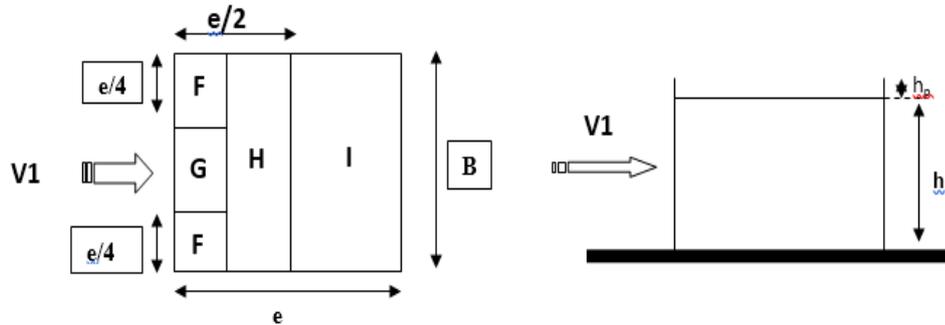
**Figure VIII. 4:** Légende pour les parois verticales.



**Figure VIII. 5:** Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

✓ **Toiture Plat :**

D'après les informations fournies, la hauteur de l'acrotère est de  $h_p = 0,6$  m. Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $5^\circ$ . Les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.



**Figure VIII. 6:** Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

$$e = \min [b ; 2h] = [26.50 ; 61.2] = 26.50 \text{ m}$$

On a [7] :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{30.6} = 0,019$$

$$\frac{e}{4} = \frac{26.50}{4} = 6.625 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{26.50}{10} = 2.65 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{26.50}{2} = 13.25 \text{ m}$$

**Tableau VIII. 11:** Surfaces des Zones en  $m^2$

<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
17.56 $m^2$	35.11 $m^2$	125.875 $m^2$	70.225 $m^2$

**Tableau VIII. 12:** Valeur  $C_{pe}$  pour la toiture

<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 1$
-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

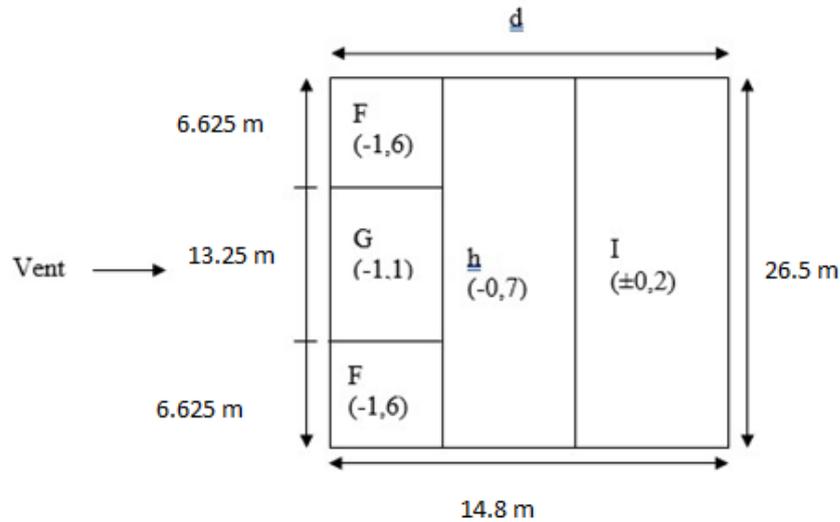


Figure VIII. 7: Légende pour les toitures plates.

**Coefficient de pression intérieure Cpi (page 79 du RNV2013) :**

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante, le coefficient de pression intérieure dépend du type de construction et de la disposition des ouvertures par rapport à la direction du vent. La formule pour calculer le coefficient de pression intérieure dans ce cas est la suivante :  $C_{pi} = 0.75 C_{pe}$  ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

- $C_{pi} = 0.90 C_{pe}$  ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

$C_{pe}$  étant la valeur du coefficient de pression extérieure au niveau des ouvertures de la face dominante.

Pour le projet étudié dans ce mémoire, les ouvertures sont symétriques donc il n'y a pas de face dominante, et pour les bâtiments sans face dominante le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de l'abaque donné par la figure ci-dessous 14 en fonction de (h) la hauteur du bâtiment, (d) la profondeur du bâtiment et ( $\mu_p$ ) l'indice de perméabilité donnée par la formule suivante :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces de ouvertures}}{\sum \text{surface de toutes les ouverture}}$$

$$\mu_p = \frac{63.8}{118.8} = 0.54$$

Cette structure c'est un bâtiment donc au cas du Vent les fenêtres et les portes sont fermées

$$\mu_p = 0.54$$

L'abaque :

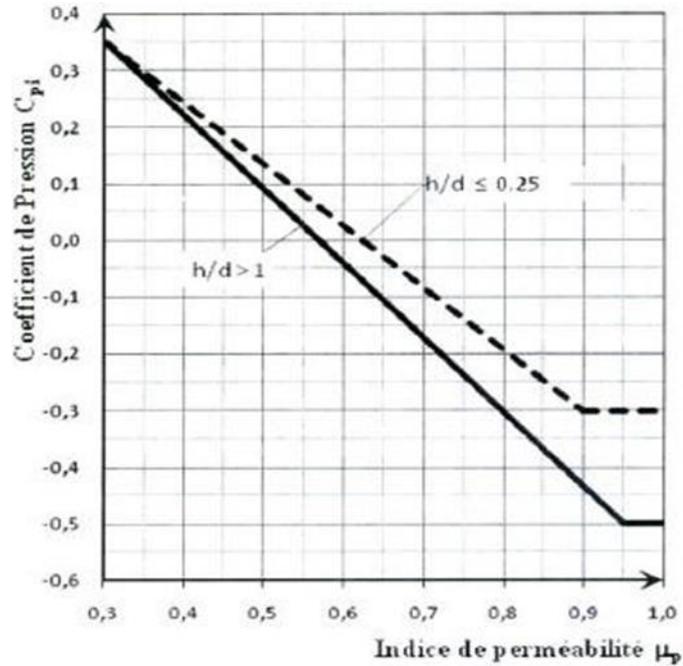


Figure VIII. 8: Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> des bâtiments sans face dominante.

Donc la Coefficient de pression C<sub>pi</sub> = 0.1

- La pression aérodynamique de la paroi verticale :

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

Tableau VIII. 13: Les valeurs de pression W (z<sub>j</sub>) sens (V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	W (z <sub>j</sub> ) [N/m <sup>2</sup> ]
A	26.50	896.25	-1	0.1	-985.875
	30.6	930	-1	0.1	-1023
B	26.50	896.25	-0,8	0.1	-806.625
	30.6	930	-0,8	0.1	-837
D	26.50	896.25	0,8	0.1	627.375
	30.6	930	0,8	0.1	651
E	26.50	896.25	-0,3	0.1	-358.5
	30.6	930	-0,3	0.1	-372

- **La pression aérodynamique pour la toiture plate :**

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

**Tableau VIII. 14:** Valeur de la pression  $W(z_j)$  sur la terrasse sous (V1)

Zone	Z(m)	qp (ze)	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]
F	26.50	896.25	-1,6	0.1	-1523.625
	30.60	930	-1,6	0.1	-1581
G	26.50	896.25	-1,1	0.1	-1075.5
	30.60	930	-1,1	0.1	-1116
H	26.50	896.25	-0,7	0.1	-717
	30.60	930	-0,7	0.1	-744
I	26.50	896.25	±0,2	0.1	89.625
					-268.875
	30.60	930	±0,2	0.1	93
					-279

➤ **Direction V2**

➤ Hauteur de référence  $Z_e$

- ✓  $h = 30.6 \text{ m}$  ;  $b = 14.80 \text{ m}$ .
- ✓ La hauteur de référence est :  $2b < h$

- **Pression dynamique de pointe**

La pression dynamique de pointe  $q_p(Z_e)$  a une hauteur de référence  $Z_e$  et donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

**a- Coefficient de rugosité**

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200\text{m}$$

**Tableau VIII. 15:** Coefficient de rugosité (V2)

Tronçon	Z [m]	Cr
De 0 à 14.8	14.80	0.838
De 14.80 à 15.8	15.8	0.852
De 15.80 à 30.6	30.6	0.994

**b- Coefficient de topographie**

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

**Tableau VIII. 16:** Coefficient topographique [7]

Tronçon	Z [m]	Ct
De 0 à 14.80	14.80	1
De 14.80 à 15.8	15.80	1
De 15.80 à 30.6	30.6	1

**c- Intensité de turbulence**

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z$$

**Tableau VIII. 17:** Coefficient Intensité de turbulence (V2)

Tronçon	Z [m]	Iv
De 0 à 14.80	14.80	0.257
De 14.80 à 15.8	15.80	0.252
De 15.80 à 30.6	30.6	0.22

**d- Coefficient d'exposition**

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

**Tableau VIII. 18:** Coefficient d'exposition (V2)

Tronçon	Ze [m]	Ce
De 0 à 14.80	14.80	1.966
De 14.80 à 15.8	15.8	2.006
De 15.80 à 30.6	30.6	2.5

**Tableau VIII. 19:** Tableau Récapitulatif (V2)

Tronçon	Ze [m]	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	I <sub>v</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
De 0 à 14.80	14.80	0.838	1	0.257	1.966	712.5
De 14.80 à 15.8	15.8	0.852	1	0.252	2.006	752.25
De 24.80 à 30.6	30.6	0.992	1	0.22	2.500	937.5

1. Coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$

✓ **Paroi verticale :**

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment.

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent  $V_2$ .

b : 14.80 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent  $V_2$ .

d : 26.50 m

$$e = \min [b ; 2h] = \min [14.8 ; 61.2]$$

e = 14.80 m

$d < e$  la paroi est divisée en 3 zones de pression A', B', C' ; D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante :

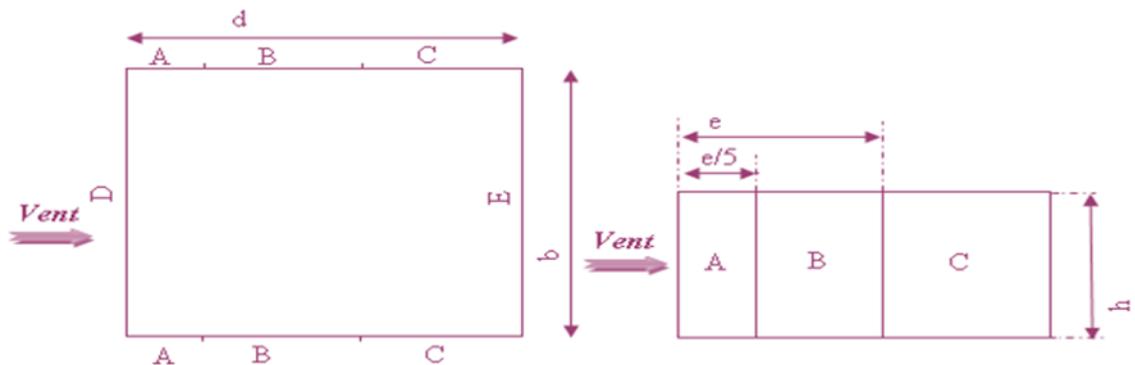


Figure VIII. 9: Légende pour la paroi verticale (V2).

$A' = 2.9 \text{ m}$  ;  $B' = 11.9 \text{ m}$  ;  $C' = 11.7 \text{ m}$

Tableau VIII. 20: Surface des zones en  $\text{m}^2$

A'	B'	C'	D	E
88.74 $\text{m}^2$	364.14 $\text{m}^2$	358.02 $\text{m}^2$	452.88 $\text{m}^2$	452.88 $\text{m}^2$

Tableau VIII. 21:  $C_{pe}$  pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A'	B'	C'	D	E
$C_{pe} \cdot 10$				
- 1	- 0,8	-0.5	+ 0,8	- 0,3

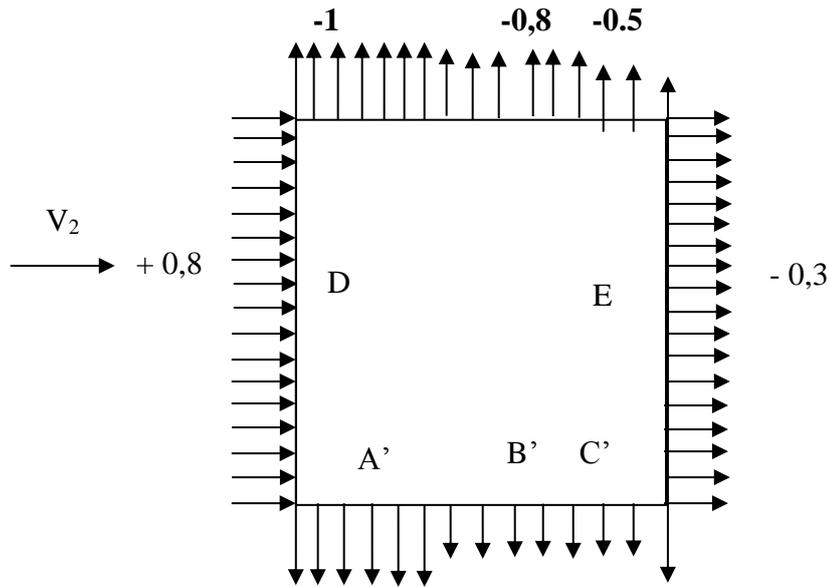


Figure VIII. 10: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V2).

✓ **Toiture Plat :**

La hauteur de l'acrotère  $h_p = 0,6$  m, les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $5^\circ$ .

Les différentes Zones de pression F.G.H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

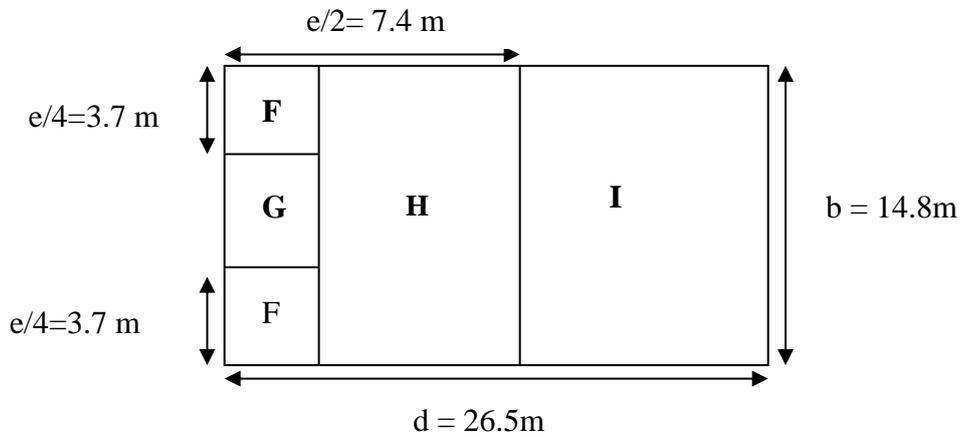


Figure VIII. 11: Légende pour les toitures plates (V2).

$$e = \min [b ; 2h] = [14.80 ; 61.2] = 14.80 \text{ m}$$

On a [7] :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,55}{30.6} = 0,018$$

$$\frac{e}{4} = \frac{14.80}{4} = 3.7 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{14.80}{10} = 1.48 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{14.80}{2} = 7.4 \text{ m}$$

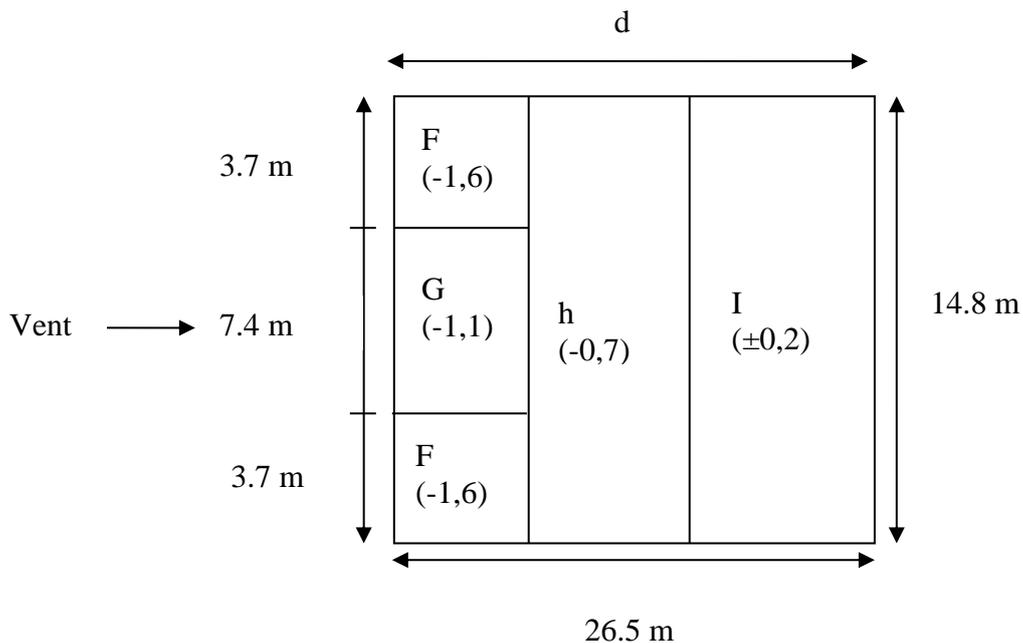
## Chapitre VIII : Neige Et Vent

**Tableau VIII. 22:** Surfaces des Zones en m<sup>2</sup>

F	G	H	I
5.476 m <sup>2</sup>	10.952 m <sup>2</sup>	87.616 m <sup>2</sup>	282.68 m <sup>2</sup>

**Tableau VIII. 23:** Valeur Cpe pour la toiture

F	G	H	I
Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 1
-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2



**Figure VIII. 12:** Légende pour les toitures plates.

### Coefficient de pression intérieure Cpi (page 79 du RNV2013) :

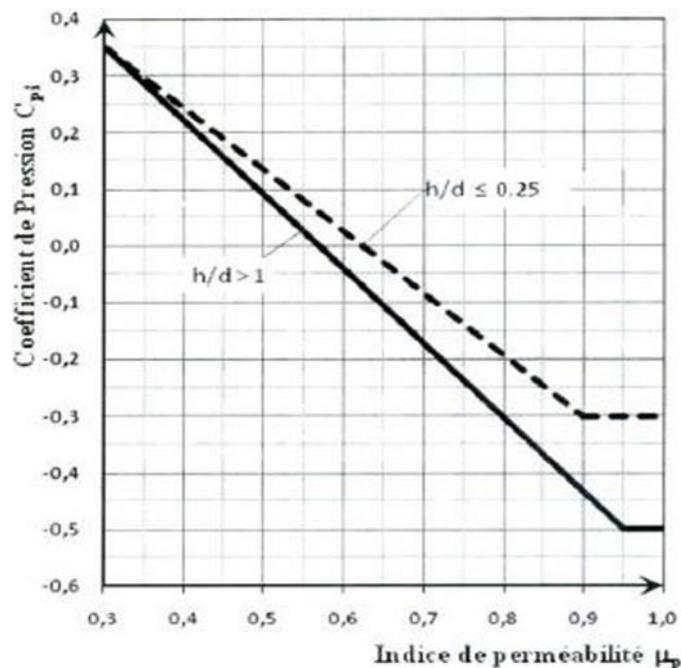
- Le coefficient de pression intérieure (Cpi) dépend du type de construction et de la disposition des ouvertures par rapport à la direction du vent. Si une face du bâtiment est considérée comme dominante, ce qui signifie que l'aire des ouvertures dans cette face est au moins deux fois supérieure à celle des autres faces, alors le coefficient de pression intérieure est déterminé par la formule suivante :
- :Cpi = 0.75 Cpe ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.
- Cpi = 0.90Cpe ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

Dans le cadre de ce projet de recherche, les ouvertures du bâtiment sont symétriques, ce qui signifie qu'aucune face n'est considérée comme dominante. Par conséquent, le coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ ) pour les bâtiments sans face dominante est déterminé en utilisant l'abaque représenté dans la figure 14. Ce coefficient dépend de plusieurs paramètres, tels que la hauteur du bâtiment ( $h$ ), la profondeur du bâtiment ( $d$ ) et l'indice de perméabilité ( $\mu_p$ ). L'indice de perméabilité est calculé en utilisant la formule suivante :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces de ouvertures ou } cpe}{\sum \text{surface de toutes les ouverture}}$$

$$\mu_p = \frac{0}{246.4} = 0$$

L'abaque :



**Figure VIII. 13:** Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante.

Donc la Coefficient de pression  $C_{pi} = 0$

### Les pressions aérodynamiques du vent $W(Z_j)$ : (chapitre 5 du RNV2013)

L'expression de la pression aérodynamique qui agit sur les façades externes tient compte des effets aérodynamiques, ce qui permet de formuler :

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

## Chapitre VIII : Neige Et Vent

**Tableau VIII. 24:** Les valeurs de pression W (zj) sens (V2)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]
A'	14.80	712.5	-1	0	-712.5
	15.8	752.25	-1	0	-752.25
	30.6	937.5	-1	0	-937.5
B'	14.80	712.5	-0,8	0	-570
	15.80	752.25	-0.8	0	601.8
	30.60	937.5	-0,8	0	-750
C'	14.80	712.5	-0.5	0	-356.25
	15.80	752.25	-0.5	0	376.125
	30.60	937.5	-0.5	0	468.75
D	14.80	712.5	0.8	0	570
	15.80	752.25	0.8	0	601.8
	30.60	937.5	0.8	0	750
E	14.80	712.5	-0,3	0	-213.75
	15.80	752.25	-0.3	0	-225.675
	30.60	937.5	-0,3	0	-281.25

- **La pression aérodynamique pour la toiture plate :**

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

**Tableau VIII. 25:** Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V2)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]
F	14.80	712.5	-1,6	0	-1140
	15.80	752.25	-1.6	0	1203.6
	30.60	937.5	-1,6	0	-1500
G	14.80	712.5	-1,1	0	-783.75
	15.80	752.25	-1,1	0	-827.475
	30.60	937.5	-1.1	0	1031.25
H	14.80	712.5	-0,7	0	-498.75
	15.80	752.25	-0.7	0	-526.575
	30.60	937.5	-0,7	0	-656.25
I	14.80	712.5	$\pm 0,2$	0	142.5
					-142.5
	15.80	752.25	$\pm 0,2$	0	150.45
					-145.45
	30.60	937.5	$\pm 0,2$	0	187.5
				-187.5	

**VIII.3.6. Action d'ensemble**

La force exercée par le vent ( $F_W$ ) sur une construction ou un élément de construction peut être calculée en utilisant les pressions de surface, selon l'expression suivante :

$$F_W = C_d \times W(Z_j) \times A_{ref} \text{ (§2.6.2.[7])}$$

$C_d$  : Coefficient dynamique

$C_f$  : Coefficient de force

$A_{ref}$  : Surface élémentaire

- **Le coefficient dynamique  $C_d$**

$$C_d = 1$$

Le bâtiment à ossature est composé de murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 mètres et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

**Tableau VIII. 26:** Force d'application d'ensemble direction V1

Tronçon	H(m)	$C_d$	W (N/m <sup>2</sup> )	$A_{Réf}$ (m <sup>2</sup> )	$F_w$ (kN)
D	26.50	1	717	392.2	281.21
	30.60		744		291.80
E	26.50	1	-268.88	392.2	-105.45
	37.40		-279		-109.42

**Tableau VIII. 27:** Force d'application d'ensemble direction V2

Tronçon	H(m)	$C_d$	W (N/m <sup>2</sup> )	$A_{Réf}$ (m <sup>2</sup> )	$F_w$ (kN)
D	14.80	1	570	392.2	223.55
	15.80		601.8		236.03
	30.60		750		294.15
E	14.80	1	-213.75	392.2	-83.83
	15.80		-225.675		-88.51
	30.60		-281.25		-110.31

- **Calcul des forces de forttement**

La condition à vérifier :  $2(d \times h) \leq 4 (2b \times h)$

➤ **Direction V<sub>1</sub>:**

$$2(26.5 \times 30.60) = 1621.8 \text{ m}^2 < 4 [(2 \times 14.8) \times 30.60] = 3623.04 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée.

➤ **Direction V<sub>2</sub>:**

$$2(14.8 \times 30.60) = 905.76 \text{ m}^2 < 4 [(2 \times 26.5) \times 30.60] = 6487.2 \text{ m}^2 \text{ **Condition est vérifiée.**}$$

### **VIII.4. Conclusion**

Les conditions sont vérifiées, il est possible d'ignorer les effets de frottement du vent sur la surface dans notre situation.

Nous allons confronter ces résultats aux forces sismiques, en prenant en considération le scénario le plus défavorable pour notre étude sismique.

# **Conclusion Générale**

## Conclusion Générale

---

Notre étude approfondie dans le cadre de ce projet de fin d'étude a enrichi nos connaissances complémentaires nécessaires à notre formation et nous a permis d'acquérir une compréhension des différentes techniques de calcul, des concepts et des règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a motivés à explorer et à acquérir des connaissances sur le logiciel d'analyse des structures "ETABS". Tout au long de notre étude, nous avons également fait plusieurs constatations significatives.

Ce projet de fin d'étude nous a offert l'opportunité de collaborer avec des personnes issues de divers horizons, ce qui a favorisé notre progression dans sa réalisation.

Nous avons pu constater et nous sommes convaincus que l'utilisation de l'outil informatique en général, ainsi que des logiciels d'analyse des structures tels que "ETABS", permet d'obtenir des résultats précis, de gagner du temps et de faciliter l'étude technique. La maîtrise de ces outils est aujourd'hui indispensable.

En conclusion, cette étude approfondie et ce projet de fin d'étude ont été des éléments clés pour notre développement personnel et professionnel, nous permettant d'élargir nos compétences et de comprendre l'importance de l'utilisation des logiciels d'analyse des structures dans le domaine étudié.

### Références bibliographiques

- Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97" ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- Document technique Règlementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 », version 2013.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- Le BAEAL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- EC3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTRB.C2.2**).
- Cours charpente métallique 1, **Mr. MENNADI**.
- Cours charpente métallique 2, **Mr. MENNADI**.

# **Annexes**

## ANNEXE A :

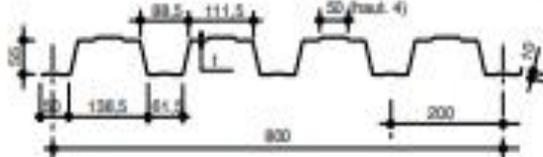
### Fiche technique de l'HI BOND 55



**monopanel**

# HI-BOND 55.800

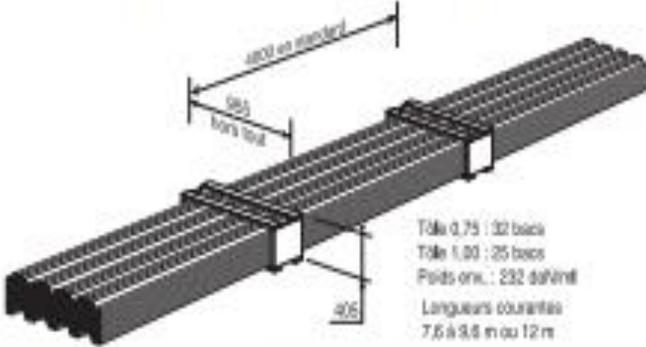
Certificat CSTBat

Note: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.800 C

#### Identification

Épaisseur t en mm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	8,72
0,86	10,23
1,00	11,63
1,20	13,95



Tôle 0,75 : 32 bacs  
Tôle 1,00 : 25 bacs  
Poids onk. : 232 g/m<sup>2</sup>  
Longueurs courantes : 7,6 à 9,6 m ou 12 m

#### Manutention - Emballage

Épaisseur t en mm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	4,97
0,86	6,16
1,00	9,30
1,20	11,76

#### Valeurs de calcul

Épaisseur t en mm	Épaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre v en cm	M <sub>t</sub> d'inertie I en cm <sup>4</sup>	Modules de résistance		
			v <sub>1</sub> en cm	v <sub>2</sub> en cm	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	
0,75	0,71	10,46	3,32	2,58	57,93	17,45	22,45
0,86	0,81	12,41	3,32	2,58	66,53	20,64	26,54
1,00	0,96	14,58	3,32	2,58	78,32	23,59	30,56
1,20	1,16	17,13	3,32	2,58	91,94	28,51	36,68

#### PORTÉES ADMISSIBLES AU COUPLAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de planchet, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage





Épaisseur planchet t (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,86 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
10	3,80	2,44	2,02	2,22	2,94	2,67	2,64	2,60	2,07	2,86	2,76	2,64	2,25	4,22	4,02	4,20
11	2,68	2,20	2,22	2,06	2,63	2,86	2,88	2,44	2,86	2,75	2,64	2,67	2,12	4,02	2,86	4,22
12	2,58	2,20	2,20	2,63	2,73	2,86	2,38	2,30	2,84	2,64	2,32	2,32	2,00	2,92	2,73	2,65
13	2,51	2,15	2,10	2,60	2,64	2,36	2,37	2,37	2,76	2,54	2,41	2,39	2,62	2,62	2,62	2,71
14	2,43	2,08	2,01	2,45	2,54	2,38	2,17	2,86	2,66	2,46	2,31	2,24	2,64	2,73	2,51	2,58
15	2,36	2,04	2,02	2,30	2,49	2,30	2,08	2,66	2,60	2,37	2,20	2,04	2,76	2,64	2,42	2,44
16	2,30	2,00	2,05	2,17	2,43	2,13	2,00	2,54	2,34	2,20	2,15	2,06	2,68	2,68	2,38	2,36
17	2,25	2,05	2,79	2,05	2,37	2,06	2,04	2,38	2,06	2,23	2,08	2,71	2,63	2,46	2,26	2,23
18	2,21	2,79	2,74	1,87	2,32	2,00	2,08	2,27	2,02	2,16	2,00	2,57	2,38	2,42	2,20	2,04
19	2,15	2,74	2,67	1,82	2,28	2,04	2,03	2,16	2,27	2,10	2,04	2,44	2,32	2,25	2,13	2,01
20	2,10	2,68	2,62	1,87	2,23	2,08	2,77	2,06	2,23	2,04	2,00	2,33	2,47	2,29	2,07	2,77
22	2,04	2,52	2,52	1,78	2,15	2,77	2,67	1,82	2,25	2,02	2,79	2,12	2,28	2,17	2,04	2,52
24	1,97	2,37	2,36	1,71	2,08	2,68	2,68	1,82	2,17	2,02	2,20	1,98	2,21	2,07	2,07	2,24

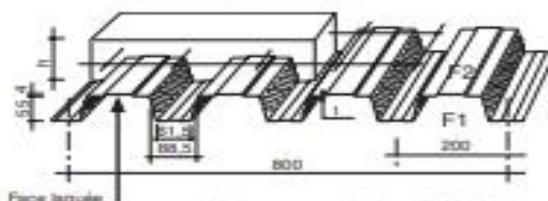
pour les valeurs en italique, l'étalement du planchet est supérieur à 20

Ces valeurs maximales concernent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surcharge de béton même

## UTILISATION

Épaisseur h en mm	Litrage l/m <sup>2</sup>	Massa en kg/m <sup>2</sup>
10	64	163
11	74	187
12	84	211
13	94	235
14	104	259
15	114	283
16	124	307
17	134	331
18	144	355
19	154	379
20	164	403
22	184	451
24	204	499

## Planchers d'épaisseur h de 10 cm à 24 cm



Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	10 cm*
CF 90 min	11 cm*
CF 120 min	13 cm*

Béton masse volumique 2400 kg/m<sup>3</sup>

Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

\* Il est tenu compte ici de la présence d'une chape de 8 mm.

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

## CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m<sup>2</sup>

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,75 mm

h	S																		
	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	808	828	848	868	888	908	928	948	968	988	1008	1028	1048	1068	1088	1108	1128	1148	1168
11	797	817	837	857	877	897	917	937	957	977	997	1017	1037	1057	1077	1097	1117	1137	1157
12	787	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027	1047	1067	1087	1107	1127	1147
13	777	797	817	837	857	877	897	917	937	957	977	997	1017	1037	1057	1077	1097	1117	1137
14	767	787	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027	1047	1067	1087	1107	1127
15	757	777	797	817	837	857	877	897	917	937	957	977	997	1017	1037	1057	1077	1097	1117
16	747	767	787	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027	1047	1067	1087	1107
18	727	747	767	787	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027	1047	1067	1087
20	707	727	747	767	787	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027	1047	1067
22	687	707	727	747	767	787	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027	1047
24	667	687	707	727	747	767	787	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027

h	S																		
	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	807	827	847	867	887	907	927	947	967	987	1007	1027	1047	1067	1087	1107	1127	1147	1167
11	796	816	836	856	876	896	916	936	956	976	996	1016	1036	1056	1076	1096	1116	1136	1156
12	786	806	826	846	866	886	906	926	946	966	986	1006	1026	1046	1066	1086	1106	1126	1146
13	776	796	816	836	856	876	896	916	936	956	976	996	1016	1036	1056	1076	1096	1116	1136
14	766	786	806	826	846	866	886	906	926	946	966	986	1006	1026	1046	1066	1086	1106	1126
15	756	776	796	816	836	856	876	896	916	936	956	976	996	1016	1036	1056	1076	1096	1116
16	746	766	786	806	826	846	866	886	906	926	946	966	986	1006	1026	1046	1066	1086	1106
18	726	746	766	786	806	826	846	866	886	906	926	946	966	986	1006	1026	1046	1066	1086
20	706	726	746	766	786	806	826	846	866	886	906	926	946	966	986	1006	1026	1046	1066
22	686	706	726	746	766	786	806	826	846	866	886	906	926	946	966	986	1006	1026	1046
24	666	686	706	726	746	766	786	806	826	846	866	886	906	926	946	966	986	1006	1026

dbs - monopanel

## ANNEXE B :

### Vérification dynamique selon le Cod RPA99 v 2003.

deplacement inter- etage																	
sens xx																	
TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements																	
Story	laphragit	put	Caase	Tygt	Tpp	UX	UY	sigma	ek	sens y-y							
						mm	mm			ux	uy	segma ek					
Story10	D1	EX	LinResp	Max		58,105	0,399	58,106		Story10	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,42	43,179	43,181
Story9	D1	EX	LinResp	Max		48,327	0,396	48,329		Story9	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,388	37,274	37,276
Story8	D1	EX	LinResp	Max		39,642	0,353	39,644		Story8	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,337	31,459	31,461
Story7	D1	EX	LinResp	Max		30,589	0,313	30,591		Story7	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,291	25,002	25,004
Story6	D1	EX	LinResp	Max		21,838	0,273	21,84		Story6	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,246	18,701	18,703
Story5	D1	EX	LinResp	Max		13,643	0,231	13,645		Story5	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,204	12,416	12,418
Story4	D1	EX	LinResp	Max		6,683	0,182	6,6855		Story4	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,16	6,484	6,486
Story3	D1	EX	LinResp	Max		8,467	0,133	8,468		Story3	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,118	7,059	7,06
Story2	D1	EX	LinResp	Max		4,592	0,088	4,5928		Story2	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,082	4,003	4,0038
Story1	D1	EX	LinResp	Max		1,633	0,042	1,6335		Story1	D1	EY	LinRes pSpec	Max	0,045	1,434	1,4347

### les verification

#### sens X-X

Story	laphragit	put	Caase	Tygt	Tpp	segma E	R	segma K	delta k	0,01he	verification	r
Story10	D1	EX	LinResp	Max		58,106	4	232,42548	39,111	45	<b>Cv</b>	0,8691
Story9	D1	EX	LinResp	Max		48,329	4	193,31449	34,74	45	<b>Cv</b>	0,772
Story8	D1	EX	LinResp	Max		39,644	4	158,57429	36,212	45	<b>Cv</b>	0,8047
Story7	D1	EX	LinResp	Max		30,591	4	122,36241	35,004	44	<b>Cv</b>	0,7955
Story6	D1	EX	LinResp	Max		21,84	4	87,358825	32,779	44	<b>Cv</b>	0,745
Story5	D1	EX	LinResp	Max		13,645	4	54,579822	27,838	44	<b>Cv</b>	0,6327
Story4	D1	EX	LinResp	Max		6,6855	4	26,741911	26,742	60	<b>Cv</b>	0,4457
Story3	D1	EX	LinResp	Max		8,468	4	33,872178	15,501	30,6	<b>Cv</b>	0,5066
Story2	D1	EX	LinResp	Max		4,5928	4	18,371373	11,837	30,6	<b>Cv</b>	0,3868
Story1	D1	EX	LinResp	Max		1,6335	4	6,5341601	6,5342	30,6	<b>Cv</b>	0,2135

#### SENS Y-Y

					segma ek	segma k	R	delta k	0,01he	verification	r
Story10	D1	EY	LinRes pSpec	Max	43,181043	172,72	4	23,62	45	<b>CV</b>	0,5249
Story9	D1	EY	LinRes pSpec	Max	37,276019	149,1	4	23,261	45	<b>CV</b>	0,5169
Story8	D1	EY	LinRes pSpec	Max	31,460805	125,84	4	25,828	45	<b>CV</b>	0,574
Story7	D1	EY	LinRes pSpec	Max	25,003693	100,01	4	25,204	44	<b>CV</b>	0,5728
Story6	D1	EY	LinRes pSpec	Max	18,702618	74,81	4	25,14	44	<b>CV</b>	0,5714
Story5	D1	EY	LinRes pSpec	Max	12,417676	49,671	4	23,727	44	<b>CV</b>	0,5392
Story4	D1	EY	LinRes pSpec	Max	6,4859738	25,944	4	25,944	60	<b>CV</b>	0,4324
Story3	D1	EY	LinRes pSpec	Max	7,0599862	35,3	5	15,281	30,6	<b>CV</b>	0,4994
Story2	D1	EY	LinRes pSpec	Max	4,0038398	20,019	5	12,846	30,6	<b>CV</b>	0,4198
Story1	D1	EY	LinRes pSpec	Max	1,4347059	7,1735	5	7,1735	30,6	<b>CV</b>	0,2344

verification de leffet p delta

sens x-x

TABLE: Mass Summary by Diaphragm

Story	Diaphragm	Mass X		PK	DELTA K	Vx	hk	o	limite	verification	r
		kg	KN								
Story10	D1	513797	513,8	5040,3	39,11099	1748,5	4500	0,0251	0,1	cv	0,2505
Story9	D1	992528	992,53	9736,7	34,740203	3804,2	4500	0,0198	0,1	cv	0,1976
Story8	D1	854416	854,42	8381,8	36,211881	5127,3	4500	0,0132	0,1	cv	0,1315
Story7	D1	856325	856,32	8400,5	35,00358	6147,9	4400	0,0109	0,1	cv	0,1087
Story6	D1	858702	858,7	8423,9	32,779003	7005,6	4400	0,009	0,1	cv	0,0896
Story5	D1	858623	858,62	8423,1	27,837911	7696,8	4400	0,0069	0,1	cv	0,0692
Story4	D1	923623	923,62	9060,7	26,741911	8209,5	6000	0,0049	0,1	cv	0,0492
Story3	D1	85628	85,628	840,01	15,500806	1362,5	3060	0,0031	0,1	cv	0,0312
Story2	D1	86731	86,731	850,83	11,837212	1426,9	3060	0,0023	0,1	cv	0,0231
Story1	D1	84258	84,258	826,57	6,5341601	1461,9	3060	0,0012	0,1	cv	0,0121

sens y-y

TABLE: Mass Summary by Diaphragm

Story	Diaphragm	Mass Y		PK	DELTA K	vy	hk	o	verification		r
		kg	KN						limite		
Story10	D1	513797	513,8	5040,3	23,620093	1722,7	4500	0,0154	0,1	cv	0,1536
Story9	D1	992528	992,53	9736,7	23,260858	3949,3	4500	0,0127	0,1	cv	0,1274
Story8	D1	854416	854,42	8381,8	25,828446	5476	4500	0,0098	0,1	cv	0,0879
Story7	D1	856325	856,32	8400,5	25,204302	6673,2	4400	0,0072	0,1	cv	0,0721
Story6	D1	858702	858,7	8423,9	25,139769	7652,5	4400	0,0063	0,1	cv	0,0629
Story5	D1	858623	858,62	8423,1	23,726808	8410	4400	0,0054	0,1	cv	0,054
Story4	D1	923623	923,62	9060,7	25,943895	8937,6	6000	0,0044	0,1	cv	0,0438
Story3	D1	85628	85,628	840,01	15,280732	1319,7	3060	0,0032	0,1	cv	0,0318
Story2	D1	86731	86,731	850,83	12,845669	1374,8	3060	0,0026	0,1	cv	0,026
Story1	D1	84258	84,258	826,57	7,1735295	1402,2	3060	0,0014	0,1	cv	0,0138

verification de leffor tranchan a la base

ona

A	D	Q	R
0,25	2,01	1,15	5
0,25	1,76	1,15	5

la method statique equivalent

ona :

Sens	A	D	Q	R	V	V
XX	0,25	2,01	1,15	5	14474	1672,8
YY	0,25	1,76	1,15	5	14474	1464,8

v <sub>x</sub>	1672,8
v <sub>y</sub>	1464,8

la method modal spectral

v dynamique

TABLE: Base Reactions					
Output Ca	Case T	ype	tep	Typ	
					Vdynamique
EX	LinRespSpe	Max			1462,0303
EY	LinRespSpe	Max			1402,2284

VERIFICATION DEFFOR TRANCHAN A LA BASE

sens	0,8VS	Vdynamique	VERIFICATION	r
x-x	1338,2792	1462,0303	CV	0,9154
y-y	1171,8266	1402,2284	CV	0,8357

VERIFICATION DE R COIFFISION DE COMPORTEMENT DE STRUCTURE SELON W

EFFOR TOTAL SUR LA STRUCTURE Z-Z (w= G+0,

TABLE: Base Reactions										
Output Ca	ase T	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
w	Combin			14474,143						

LES EFFOR DANS LES portique

leffor max dans les poteaux de rdc	14078	r =	97%
leffor dans le cv =	395,81	r =	3%

VERIFICATION DE R COIFFISION DE COMPORTEMENT DE STRUCTURE SELON EX,EY

LEFFOR TOTAL SUR LA STRUCTURE X-X , Y-Y

EX POTAUX	38,142	EX	1460,7	r =	3%	EX CV	97%
EY POTAUX	11,057	EY	1398,2	r =	1%	EY CV	99%

## ANNEXE C :

### Vérification des éléments principaux :

poteaux kc												poteaux kc2											
Profil	A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>y</sub> (cm)	r <sub>z</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)	Profil	A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>y</sub> (cm)	r <sub>z</sub> (cm)		
HEA 300	43,1	25170	8563	1863	1678	870,1	570,9	12,99	7,58	306	306	HEA 300	43,1	25170	8563	1863	1678	870,1	570,9	12,99	7,58	306	306
FY = 275      ε = 0,9244																							
KCy = 82254,9 mm <sup>3</sup>				kcy = 82254,9				kcY = 82255															
Kcz = 27983,66 mm <sup>4</sup>				kcz = 27983,7				kcZ = 27984															
kp21 z-z	1725,7	kp21 y-y	14653,65	n1	0,7109	n2	0,7109	sur le poteaux est encastree n°															
kp12 z-z	238743	kp12 y-y	52225																				
KP11 z-z	2013,3	KP11 y-y	14653,65																				
KP22 z-z	1725,7	KP22 y-y	52225																				
		by =	2,054075	ay =	0,34	Oy =	0,5136																
		oz =	0,49	Oz =	0,5704																		
		selon z-z		nz =	1,384419	n1	0,18862	n2	0,9419														
		xy	1,006312																				
		xz	0,348331																				
				amin =	0,34833																		

les verification de poteaux selon l'euro cod 3												
Bmy0 =	0,610256	Mymax sur le poteaux =	32,48									
Bmz0 =	1,178594	Mymid sur le poteaux =	19,11									
		Mzmax sur le poteaux =	46,67									
		Mzmin sur le poteaux =	41,43									
by =	-0,39251	0,9	verifie									
bz =	0,028613	0,9	verifie									
		donner mysd =	20,772	mzsd =	48,746							
		donner Nsd	Nsd = 170,872	donner fy	fy = 275							
		ky =	1,0183	0,15	verifie							
		kz =	0,9997	0,15	verifie							
verification												
		0,3173	0,1	ou								
kp11y												
IPE300												
G	A	h	b	tf	tw	Iy	Iz	Wpl,y	iy	iz	H	l poutre
Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	CM	cm
42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	604	628	12,5	3,35	30	160
kp11z												
IPE300												
G	A	h	b	tf	tw	Iy	Iz	Wpl,y	iy	iz	H	l poutre
Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	CM	cm
42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	604	628	12,5	3,35	30	300
k22 z												
IPE300												
G	A	h	b	tf	tw	Iy	Iz	Wpl,y	iy	iz	H	l poutre
Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	CM	cm
42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	604	628	12,5	3,35	30	350
K12y												
IPE300												
G	A	h	b	tf	tw	Iy	Iz	Wpl,y	iy	iz	H	l poutre
Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	CM	cm
42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	604	628	12,5	3,35	30	160
k12z												
IPE300												
G	A	h	b	tf	tw	Iy	Iz	Wpl,y	iy	iz	H	l poutre
Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	CM	cm
42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	604	628	12,5	3,35	30	350

## ANNEX D :

- Coefficient relative aux résistances :

### 2. COEFFICIENTS RELATIFS AUX RESISTANCES

<b>Tableau 3 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité <math>\gamma_M</math> sur les résistances</b>					
Référence dans FEC3	Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
5.1.1(2)	Résistance des sections	$\gamma_{M0}$ $\gamma_{M1}$ $\gamma_{M2}$	- Résistance des sections . de Classe 1, 2 ou 3 . de Classe 4 - Résistance de section nette au droit des trous de boulons	1,1 1,1 1,25	1,0 ou 1,1 1,1 1,25
5.1.1(2)	Résistance des éléments	$\gamma_{M1}$	- Résistance aux instabilités	1,1	1,1
6.1.1(2)	Résistance des assemblages	$\gamma_{Mb}$ $\gamma_{Mr}$ $\gamma_{Mp}$ $\gamma_{Mw}$	- Assemblages boulonnés . résistance au cisaillement . résistance à la traction - Assemblages rivés - Résistance des axes d'articulation - Assemblages soudés . acier Fe 360 . acier Fe 430 . acier Fe 510	1,25 1,25 1,25 1,25 1,25 1,25 1,25	1,25 1,50 1,25 1,25 1,25 1,30 1,35
K.1		$\gamma_{Mj}$	- Assemblages tubulaires	$\gamma_{M1}/1,1$	1,0
6.5.8.1(3)	Résistance des boulons HR au glissement	$\gamma_{Ms,ult}$ $\gamma_{Ms,ult}$ $\gamma_{Ms,scr}$	- aux ELU - aux ELU, avec trous surdimensionnés et trous oblongs - aux ELS	1,25 1,40 1,10	1,10 1,25 1,20
9.3.4(4)	Résistance à la fatigue	$\gamma_{Mf}$	- Eléments "redondants" - Eléments "non redondants"	1,00 à 1,15 1,25 à 1,35	1,00 à 1,15 1,25 à 1,35
Y.4.1(3)	Coefficient pour charge d'essai de réception	-	- Poids propre - Autres charges permanentes - Charges variables	1,00 1,15 1,25	1,00 1,00 1,00

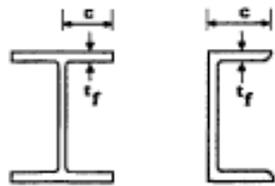
▪ Classification des éléments :

Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81

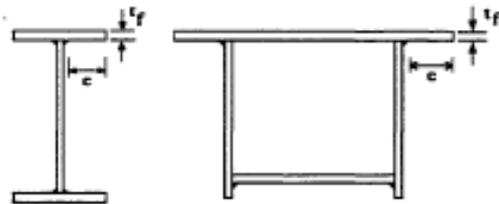
**Tableau 5.3.1**  
**(Feuille 3)**

**Rapports largeur-épaisseur maximaux**  
**pour parois comprimées**

(c) Parois de semelles en console :



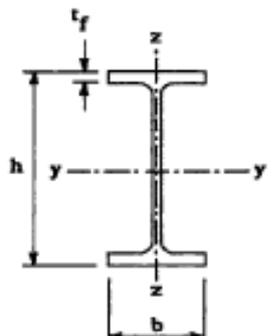
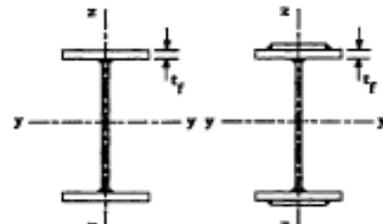
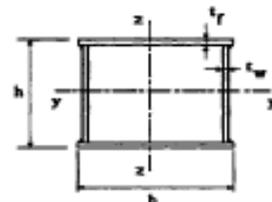
Sections laminées



Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

▪ Choix de courbe de flambement :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

- Facteur de moment uniforme équivalent :

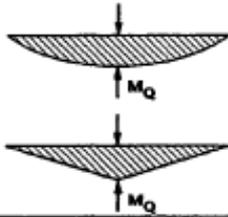
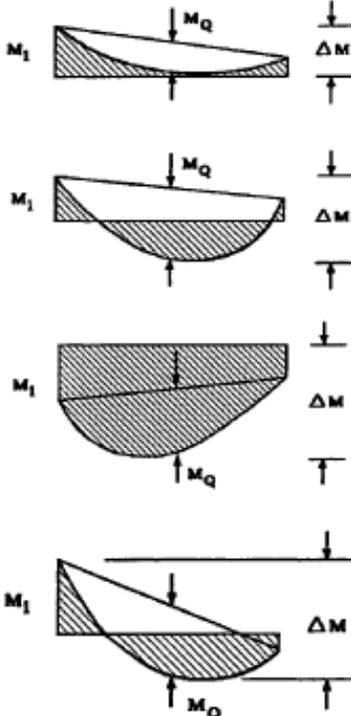
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémités</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \max M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 5.5.3

Facteurs de moment uniforme équivalent

▪ Coefficient C1 C2 :

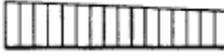
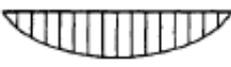
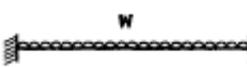
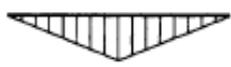
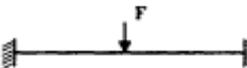
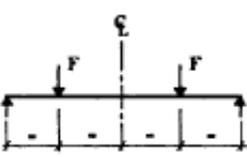
Tableau F.1.1 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Tableau F.1.2

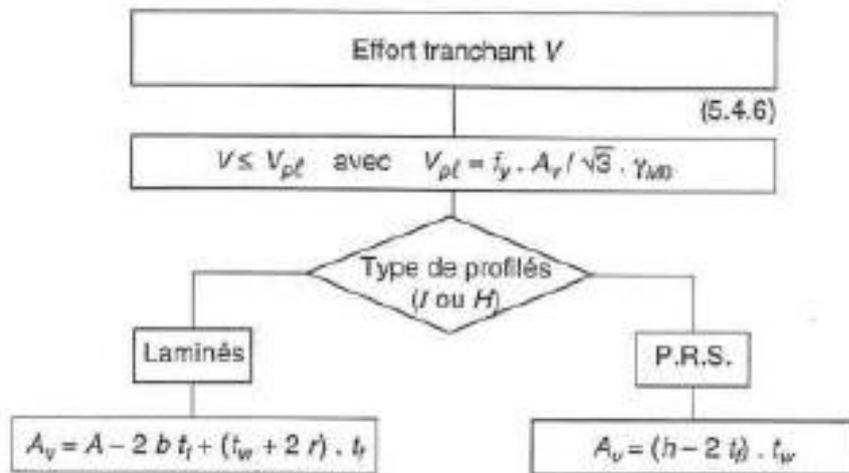
Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

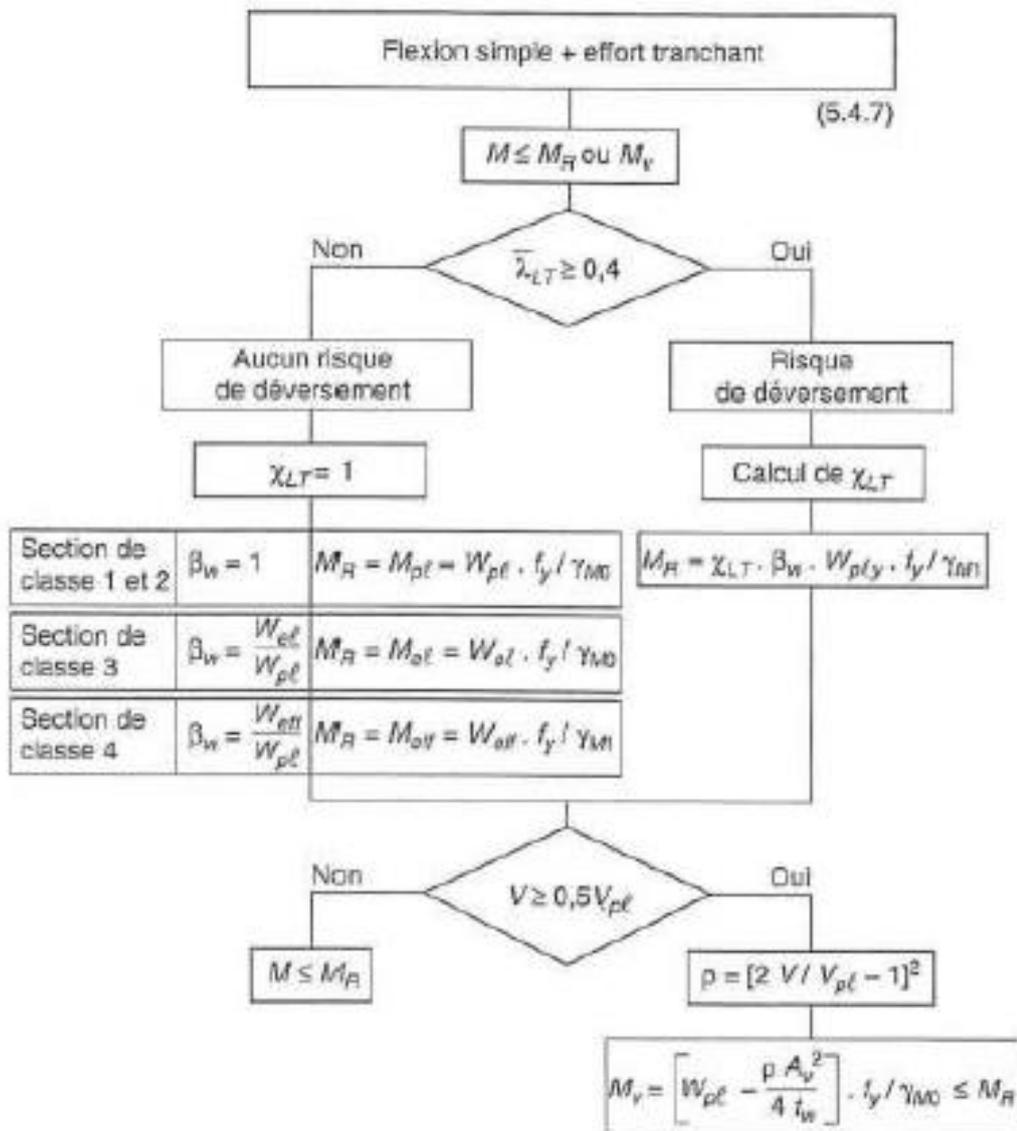
- Coefficient de reduction :

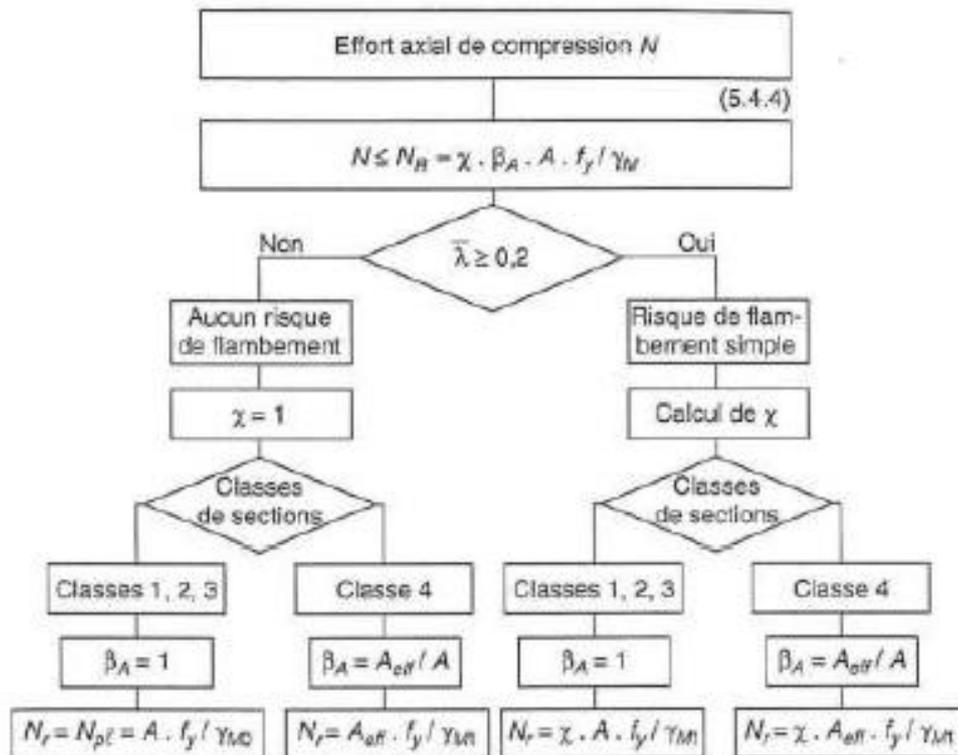
<b>Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction <math>\chi</math></b>				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

▪ Effort tranchant V :

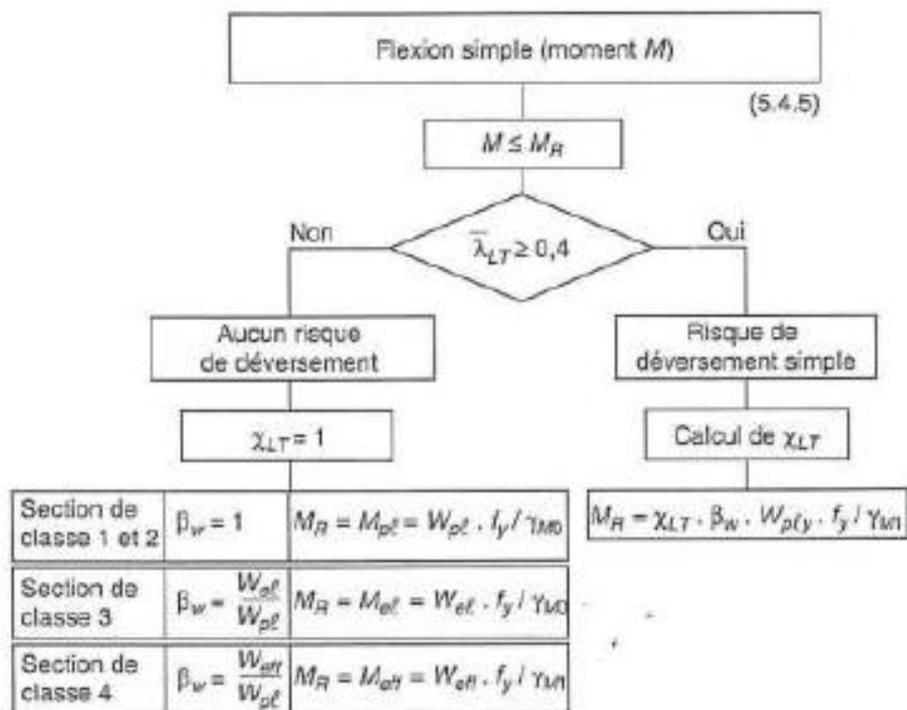


- Figure 113-B -

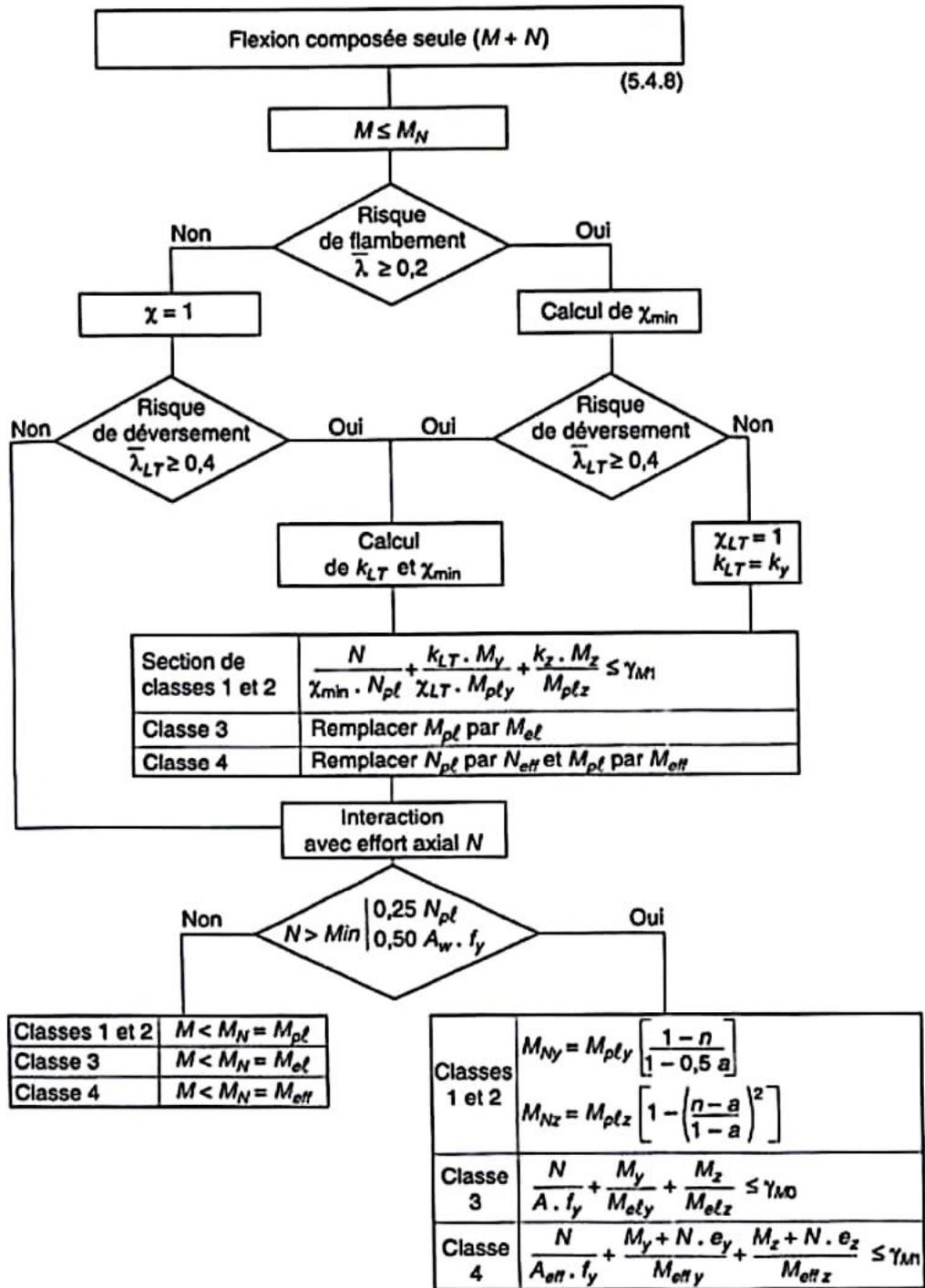




- Figure 112 -



- Flexion composée seule (M+N) :



## Annexe E : études d'assemblages :

Assemblage pied de Poteau :

### Données du projet

Nom de projet  
Numéro du projet  
Auteur  
Description  
Date 07/06/2023  
Norme EN

### Matériau

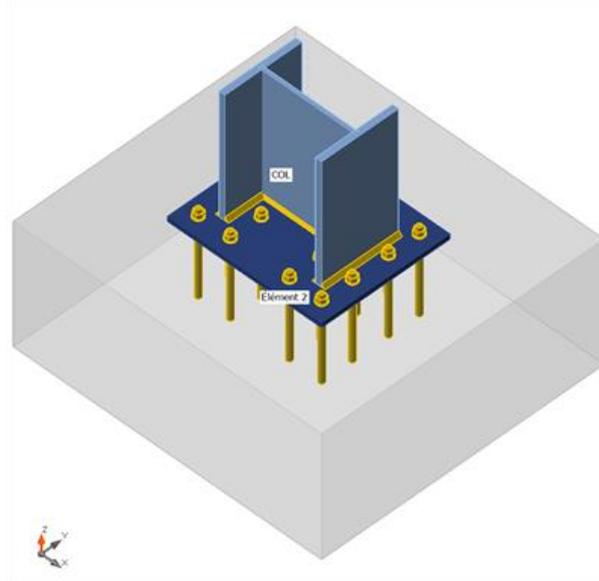
Acier S 355, S 275  
Béton C25/30, C30/37, C35/45

### Élément du projet CON1

#### Conception

Nom CON1  
Description  
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Nom	Section transversale	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Angle [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
COL	1 - CON1(HEB400)	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud



## Sections transversales

Nom	Matériau
1 - CON1(HEB400)	S 275
2 - HEB180	S 275

## Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
1 - CON1(HEB400)	S 275	
2 - HEB180	S 275	

## Tiges

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M22 8.8	M22 8.8	22	800,0	380

## Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-2650,7	-29,6	137,9	0,0	154,9	-46,7

## Fondation

Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	1100 x 1200	mm
Profondeur	500	mm
Ancrage	M22 8.8	

Longueur de l'ancrage	300	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	
Section transversale de la bêche	HEB180	
Longueur de la bêche	100	mm

## Vérification

### Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,1 < 5,0%	OK
Tiges	11,3 < 100%	OK
Soudures	99,0 < 100%	OK
Bloc de béton	95,1 < 100%	OK
Cisaillement	43,8 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

### Platines

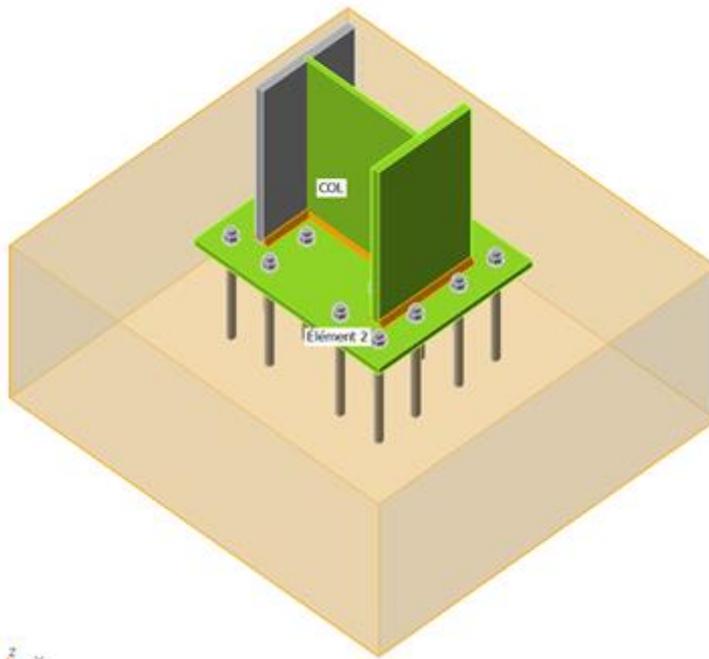
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	24,0	LE1	250,9	0,1	0,0	OK
COL-tfl 1	24,0	LE1	174,8	0,0	0,0	OK
COL-w 1	13,5	LE1	237,3	0,0	0,0	OK
Élément 2-bfl 1	14,0	LE1	215,3	0,0	0,0	OK
Élément 2-tfl 1	14,0	LE1	272,1	0,0	0,0	OK
Élément 2-w 1	8,5	LE1	159,3	0,0	0,0	OK
BP1	20,0	LE1	275,3	0,1	0,0	OK

### Données de conception

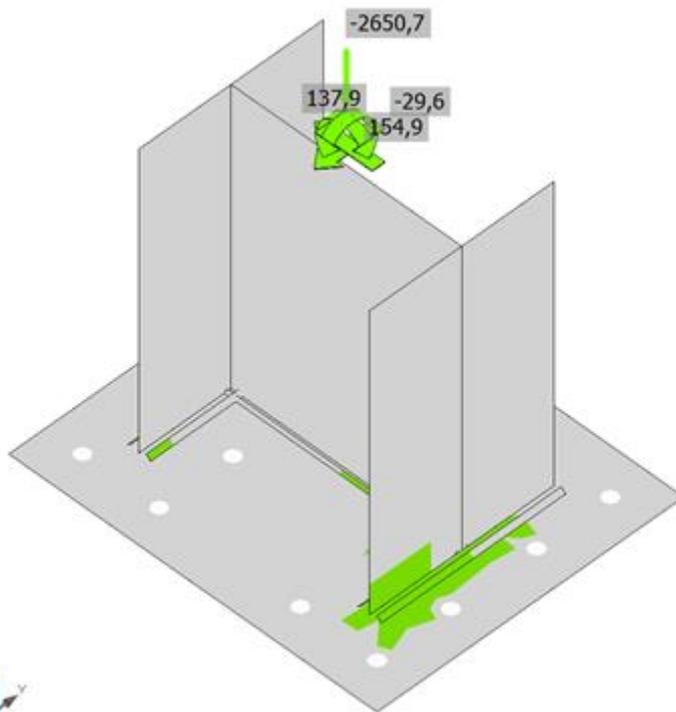
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275,0	5,0

### Explication des symboles

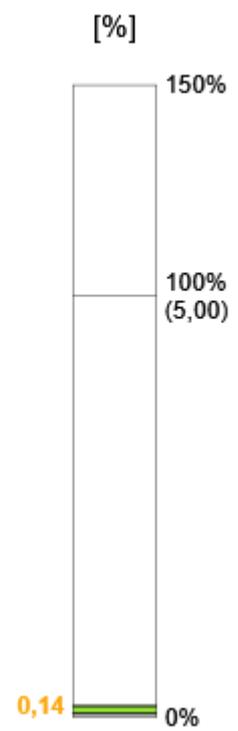
$\epsilon_{Pl}$	Déformation
$\sigma_{Ed}$	Contrainte éq.
$\sigma_{CEd}$	Contrainte de contact
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite

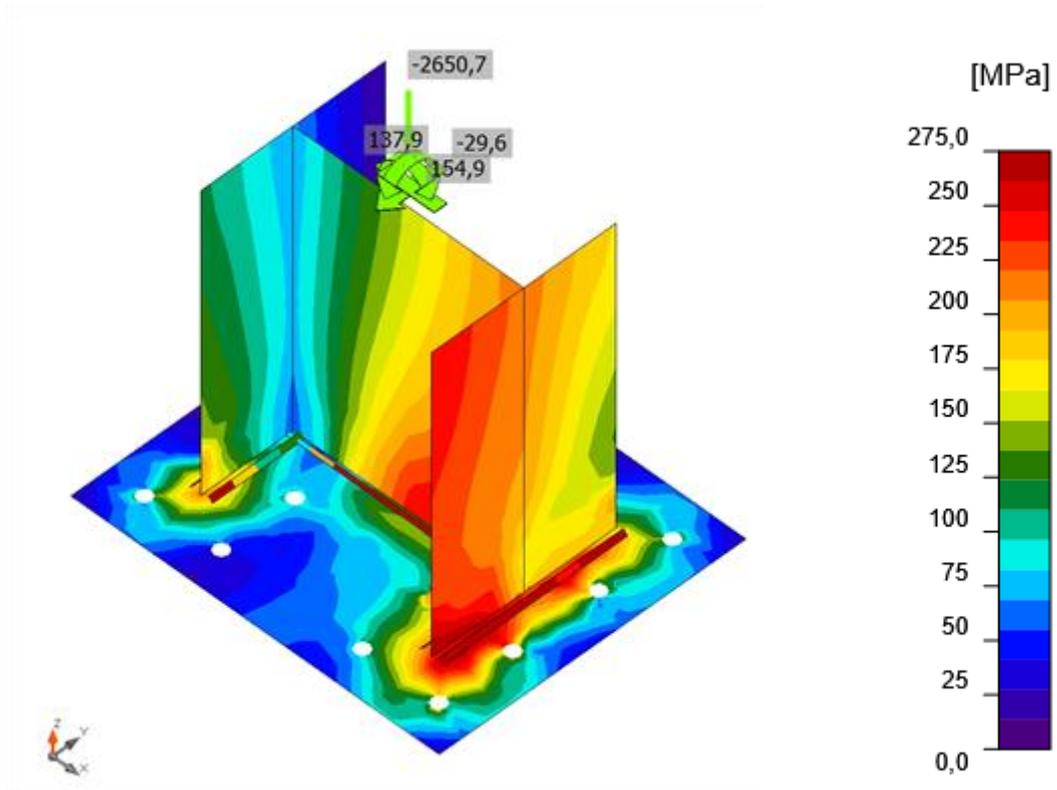


Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1





Contrainte équivalente, LE1

## Tiges

Forme	Élément	Charges	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	$U_{ts}$ [%]	Résultat
	A1	LE1	2,1	157,4	486,0	11,3	0,0	3,8	OK
	A2	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A3	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A4	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A5	LE1	7,6	157,4	486,0	11,3	0,0	3,8	OK
	A6	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A7	LE1	1,7	157,4	486,0	11,3	0,0	3,8	OK
	A8	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A9	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A10	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A11	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A12	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A13	LE1	2,7	157,4	486,0	11,3	0,0	3,8	OK
	A14	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A15	LE1	3,7	157,4	486,0	11,3	0,0	3,8	OK
	A16	LE1	0,0	-	486,0	0,0	0,0	0,0	OK

## Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M22 8.8 - 1	137,4	97,0

## Explication des symboles

$N_{Ed}$	Effort de traction
$N_{Rd,c}$	Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de traction - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4
$V_{Rd,cp}$	Résistance de conception en cas de rupture de béton par effet de levier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
$U_t$	Usage en traction
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Utilisation en traction et cisaillement
$N_{Rd,s}$	Résistance à la traction de conception de moyen d'assemblage en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Résistance au cisaillement de conception en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1

## Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	$U_t$ [%]	$U_{tc}$ [%]	Résultat
BP1	COL-bfl 1	10,0	300	LE1	400,1	2,1	-185,2	98,2	-179,7	98,9	79,9	OK
		10,0	300	LE1	400,5	2,4	-180,1	-91,5	185,1	99,0	87,6	OK
BP1	COL-tfl 1	10,0	300	LE1	396,7	0,1	-153,9	136,5	-161,1	98,0	37,5	OK
		10,0	300	LE1	396,8	0,1	-161,2	-141,2	154,5	98,0	35,1	OK
BP1	COL-w 1	6,0	376	LE1	398,1	0,9	-193,0	51,5	-194,4	98,4	77,1	OK
		6,0	376	LE1	398,5	1,2	-195,6	-49,2	194,3	98,5	80,7	OK
BP1	Élément 2-bfl 1	7,0	180	LE1	311,1	0,0	91,2	-147,2	88,5	76,9	43,0	OK
		7,0	180	LE1	357,5	0,0	153,9	100,7	-156,7	88,3	42,1	OK
BP1	Élément 2-tfl 1	7,0	180	LE1	396,6	0,0	-210,9	-61,6	-183,9	98,0	49,0	OK
		7,0	180	LE1	396,8	0,1	187,8	127,4	-156,5	98,0	57,7	OK
BP1	Élément 2-w 1	4,3	166	LE1	210,3	0,0	13,3	-115,9	35,3	52,0	34,4	OK
		4,3	166	LE1	214,1	0,0	25,9	122,7	-3,8	52,9	38,1	OK

## Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S 355	0,85	404,7	309,6

## Explication des symboles

$\epsilon_{Pl}$	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$T_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$T_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
$U_t$	Utilisation
$U_{tc}$	Utilisation de capacité de la soudure

## Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A <sub>eff</sub> [mm <sup>2</sup> ]	σ [MPa]	k <sub>j</sub> [-]	F <sub>jd</sub> [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	LE1	33	85694	31,6	2,97	33,2	95,1	OK

### Explication des symboles

- c Largeur de pression diamétrale
- A<sub>eff</sub> Zone effective
- σ Contrainte moyenne du béton
- k<sub>j</sub> Facteur de concentration
- F<sub>jd</sub> Résistance à la pression du béton
- Ut Utilisation

### Cisaillement dans le plan de contact

Nom	Charges	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	V <sub>Rd,y</sub> [kN]	V <sub>Rd,z</sub> [kN]	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	Ut [%]	Résultat
BP1	LE1	-29,4	137,4	800,2	321,5	320,5	43,8	OK

### Explication des symboles

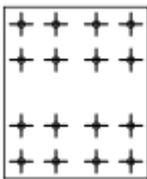
- V<sub>y</sub> Effort de cisaillement du pied de poteau V<sub>y</sub>
- V<sub>z</sub> Effort de cisaillement du pied de poteau V<sub>z</sub>
- V<sub>Rd,y</sub> Résistance au cisaillement
- V<sub>Rd,z</sub> Résistance au cisaillement
- V<sub>c,Rd</sub> Résistance à la pression diamétrale du béton
- Ut Utilisation

### Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

## Métré

### Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
BP1	P20,0x500,0- 600,0 (S 275)		1	Soudure d'angle double: a = 10,0 Soudure d'angle double: a = 6,0 Soudure d'angle double: a = 7,0 Soudure d'angle double: a = 4,3	600,0 376,0 360,0 166,0	M22 8.8	16

## Soudures

Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	S 355	10,0	14,1	600,0
Soudure d'angle double	S 355	6,0	8,5	376,0
Soudure d'angle double	S 275	7,0	9,9	360,0
Soudure d'angle double	S 275	4,3	6,0	166,0

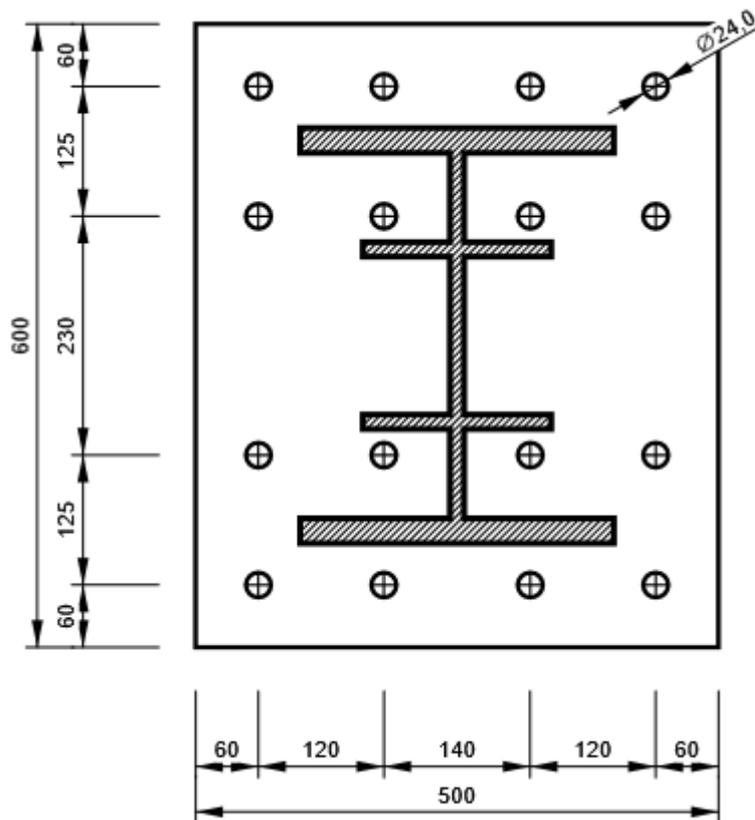
## Tiges

Nom	Longueur [mm]	Longueur de foret [mm]	Compter
M22 8.8	320	300	16

## Dessin

BP1

P20,0x600-500 (S 275)



## Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_c$	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $a_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

## Assemblage pied de poteau contreventements

### Données du projet

Nom de projet  
Numéro du projet  
Auteur  
Description  
Date 01/06/2023  
Norme EN

### Matériau

Acier S 275  
Béton C25/30

### Élément du projet CON1

#### Conception

Nom CON1  
Description  
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

#### Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage $e_x$ [mm]	Décalage $e_y$ [mm]	Décalage $e_z$ [mm]	Efforts dans	X [mm]
COL	5 - HEB400	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud	0
M2	4 - 2Uo(UNP200)	0,0	-45,0	0,0	0	0	-100	Position	298



#### Sections transversales

Nom	Matériau
5 - HEB400	S 275
4 - 2Uo(UNP200)	S 275
6 - HEB240	S 275

## Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
5 - HEB400	S 275	
4 - 2Uo(UNP200)	S 275	
6 - HEB240	S 275	

## Tiges/Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000,0	707
M24 10.9	M24 10.9	24	1000,0	452

## Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-2650,7	-27,7	-123,9	0,0	-139,1	24,7
	M2	535,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

## Fondation

Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	1240 x 1360	mm
Profondeur	600	mm
Ancrage	M30 10.9	
Longueur de l'ancrage	300	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	
Section transversale de la bêche	HEB240	
Longueur de la bêche	150	mm

## Vérification

### Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,2 < 5,0%	OK
Boulons	83,5 < 100%	OK
Tiges	42,2 < 100%	OK
Soudures	98,3 < 100%	OK
Bloc de béton	78,2 < 100%	OK
Cisaillement	94,5 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

### Platines

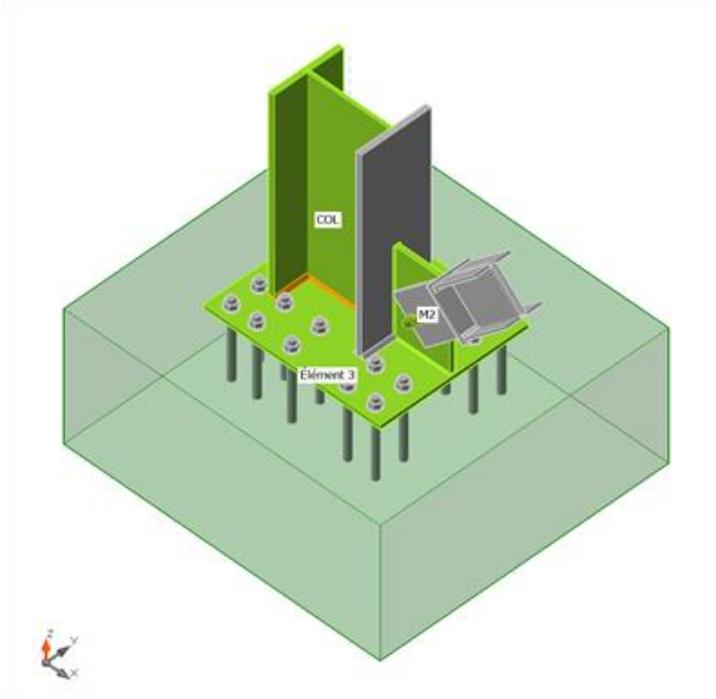
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	24,0	LE1	121,7	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	24,0	LE1	251,1	0,1	0,0	OK
COL-w 1	13,5	LE1	241,2	0,0	0,0	OK
M2-bfl 1	11,5	LE1	115,5	0,0	0,0	OK
M2-tfl 1	11,5	LE1	115,5	0,0	0,0	OK
M2-w 1	8,5	LE1	149,3	0,0	0,0	OK
M2-bfl 2	11,5	LE1	115,5	0,0	0,0	OK
M2-tfl 2	11,5	LE1	115,5	0,0	0,0	OK
M2-w 2	8,5	LE1	149,3	0,0	0,0	OK
Élément 3-bfl 1	17,0	LE1	275,4	0,2	0,0	OK
Élément 3-tfl 1	17,0	LE1	275,3	0,2	0,0	OK
Élément 3-w 1	10,0	LE1	271,2	0,0	0,0	OK
BP1	20,0	LE1	275,1	0,0	0,0	OK
CPL1a	20,0	LE1	275,4	0,2	13,1	OK
CPL1b	10,0	LE1	207,0	0,0	0,0	OK
CPL1c	20,0	LE1	244,4	0,0	12,8	OK
CPL1d	20,0	LE1	246,4	0,0	13,1	OK

### Données de conception

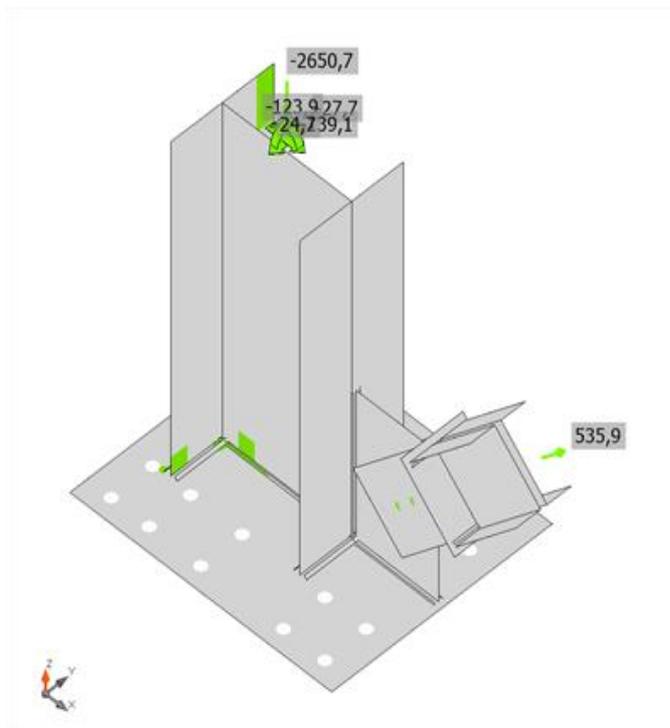
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275,0	5,0

## Explication des symboles

$\epsilon_{Pl}$	Déformation
$\sigma_{Ed}$	Contrainte éq.
$\sigma_{CEd}$	Contrainte de contact
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite

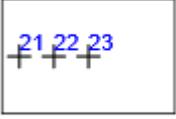


Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1

## Boulons

	Nom	Charges	F <sub>t,Ed</sub> [kN]	V [kN]	U <sub>t</sub> [%]	F <sub>b,Rd</sub> [kN]	U <sub>s</sub> [%]	U <sub>ts</sub> [%]	Résultat
	B21	LE1	20,2	89,5	8,0	214,3	83,5	69,1	OK
	B22	LE1	0,9	89,2	0,4	214,3	83,3	63,5	OK
	B23	LE1	0,9	89,2	0,4	279,7	63,8	63,5	OK

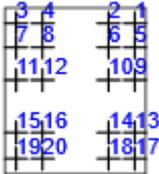
## Données de conception

Nom	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	B <sub>p,Rd</sub> [kN]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
M24 10.9 - 1	254,2	492,7	141,2

## Explication des symboles

- F<sub>t,Rd</sub> Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- F<sub>t,Ed</sub> Effort de traction
- B<sub>p,Rd</sub> Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement V<sub>y</sub>, V<sub>z</sub> dans le boulon
- F<sub>v,Rd</sub> Résistance au cisaillement du boulon EN\_1993-1-8 tableau 3.4
- F<sub>b,Rd</sub> Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U<sub>t</sub> Usage en traction
- U<sub>s</sub> Utilisation en cisaillement

## Tiges

Forme	Élément	Charges	N <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>Rd,c</sub> [kN]	V <sub>Rd,cp</sub> [kN]	U <sub>t</sub> [%]	U <sub>s</sub> [%]	U <sub>ts</sub> [%]	Résultat
	A1	LE1	12,1	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A2	LE1	0,0	-	602,1	0,0	0,1	0,0	OK
	A3	LE1	9,8	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A4	LE1	0,0	-	602,1	0,0	0,1	0,0	OK
	A5	LE1	6,1	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A6	LE1	0,0	-	602,1	0,0	0,1	0,0	OK
	A7	LE1	5,1	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A8	LE1	0,0	-	602,1	0,0	0,1	0,0	OK
	A9	LE1	10,6	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A10	LE1	4,3	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A11	LE1	8,3	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A12	LE1	2,9	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A13	LE1	3,4	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A14	LE1	0,0	-	602,1	0,0	0,1	0,0	OK
	A15	LE1	1,8	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A16	LE1	0,0	-	602,1	0,0	0,1	0,0	OK
	A17	LE1	1,4	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A18	LE1	4,1	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A19	LE1	0,3	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK
	A20	LE1	3,6	175,1	602,1	42,2	0,1	27,4	OK

## Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M30 10.9 - 1	340,6	187,0

## Explication des symboles

$N_{Ed}$	Effort de traction
$N_{Rd,c}$	Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de traction - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4
$V_{Rd,cp}$	Résistance de conception en cas de rupture de béton par effet de levier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
$U_t$	Usage en traction
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Utilisation en traction et cisaillement
$N_{Rd,s}$	Résistance à la traction de conception de moyen d'assemblage en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Résistance au cisaillement de conception en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1

## Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	$U_t$ [%]	$U_{t,c}$ [%]	Résultat
BP1	COL-bfl 1	10,0	300	LE1	224,8	0,0	-83,3	-89,9	-80,3	55,5	21,8	OK
		10,0	300	LE1	238,2	0,0	-90,2	86,5	93,3	58,9	26,0	OK
BP1	COL-tfl 1	10,0	300	LE1	397,7	0,7	-178,6	-101,7	-178,2	98,3	84,1	OK
		10,0	300	LE1	397,5	0,6	-175,3	107,4	175,7	98,2	82,5	OK
BP1	COL-w 1	6,0	376	LE1	397,9	0,8	-195,8	-49,4	-193,8	98,3	70,8	OK
		6,0	376	LE1	397,7	0,7	-192,9	47,9	195,0	98,3	69,8	OK
BP1	Élément 3-bfl 1	8,5	240	LE1	300,0	0,0	186,8	-66,1	118,3	74,1	43,8	OK
		8,5	240	LE1	316,6	0,0	-178,2	78,5	129,1	78,2	44,8	OK
BP1	Élément 3-tfl 1	8,5	240	LE1	298,3	0,0	182,9	-45,2	128,4	73,7	37,8	OK
		8,5	240	LE1	176,9	0,0	-46,8	-94,8	26,7	43,7	27,6	OK
BP1	Élément 3-w 1	5,0	223	LE1	277,6	0,0	-1,7	160,2	-3,3	68,6	53,6	OK
		5,0	223	LE1	278,5	0,0	-11,3	-160,3	9,7	68,8	53,9	OK
COL-bfl 1	CPL1a	4,0	400	LE1	368,8	0,0	43,8	207,0	43,2	91,1	60,7	OK
		4,0	400	LE1	361,6	0,0	41,2	-203,1	-41,9	89,4	58,2	OK
BP1	CPL1a	4,0	240	LE1	340,9	0,0	-29,1	-193,2	-33,6	84,2	51,9	OK
		4,0	240	LE1	318,5	0,0	-14,5	183,7	0,4	78,7	46,7	OK
CPL1b	CPL1c	8,0	200	LE1	396,9	0,2	196,5	-94,6	175,1	98,1	61,8	OK
CPL1b	CPL1d	8,0	200	LE1	396,9	0,2	195,9	-94,5	-175,4	98,1	61,8	OK
CPL1b	M2-bfl 1	8,0	71	LE1	189,1	0,0	74,9	-39,5	92,1	46,7	29,0	OK
CPL1b	M2-tfl 1	8,0	71	LE1	189,1	0,0	74,9	39,5	-92,1	46,7	28,9	OK
CPL1b	M2-w 1	8,0	189	LE1	202,0	0,0	101,4	-4,9	-100,7	49,9	43,2	OK
CPL1b	M2-bfl 2	8,0	71	LE1	189,2	0,0	75,0	-39,6	92,1	46,7	29,0	OK
CPL1b	M2-tfl 2	8,0	71	LE1	189,1	0,0	74,8	39,5	-92,1	46,7	29,0	OK
CPL1b	M2-w 2	8,0	189	LE1	202,2	0,0	101,5	-4,9	-100,8	50,0	43,2	OK

## Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

## Explication des symboles

$\varepsilon_{Pl}$	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$T_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$T_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilisation
Utc	Utilisation de capacité de la soudure

## Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	$A_{eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [MPa]	$k_j$ [-]	$F_{jd}$ [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	LE1	33	90891	26,2	3,00	33,5	78,2	OK

## Explication des symboles

c	Largeur de pression diamétrale
$A_{eff}$	Zone effective
$\sigma$	Contrainte moyenne du béton
$k_j$	Facteur de concentration
$F_{jd}$	Résistance à la pression du béton

## Cisaillement dans le plan de contact

Nom	Charges	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]	$V_{Rd,z}$ [kN]	$V_{c,Rd}$ [kN]	Ut [%]	Résultat
BP1	LE1	-27,7	-498,7	1295,6	527,8	569,1	94,5	OK

## Explication des symboles

$V_y$	Effort de cisaillement du pied de poteau $V_y$
$V_z$	Effort de cisaillement du pied de poteau $V_z$
$V_{Rd,y}$	Résistance au cisaillement
$V_{Rd,z}$	Résistance au cisaillement
$V_{c,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale du béton
Ut	Utilisation

## Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_c$	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $a_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Assemblage de continuité poteau poteau

## Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date 08/06/2023

Norme EN

## Matériau

Acier S 355, S 275

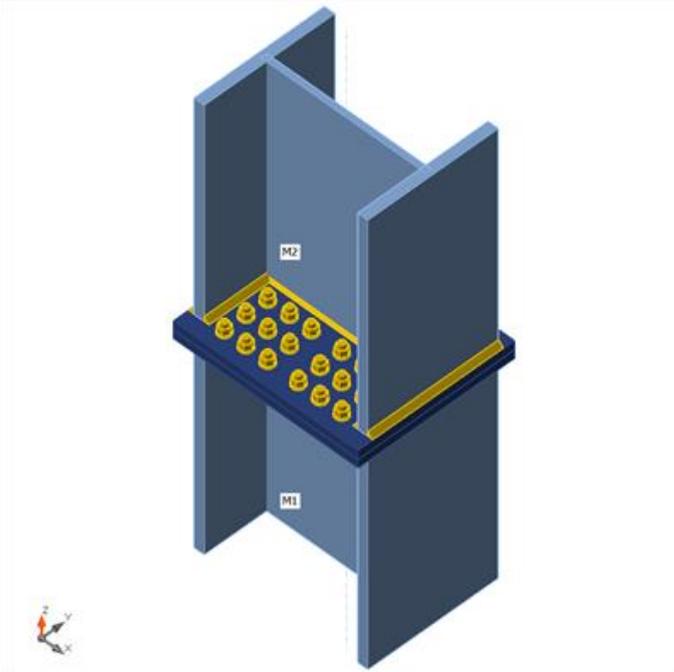
# Élément du projet CON1

## Conception

Nom	CON1
Description	
Analyse	Contrainte, déformation/ chargement simplifié

## Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
M1	1 - HEB400	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nœud
M2	1 - HEB400	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud



## Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEB400	S 275

## Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M16 10.9	M16 10.9	16	1000,0	201

## Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	0,0	-65,0	138,0	0,0	155,0	71,0

# Vérification

## Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,6 < 5,0%	OK
Boulons	92,8 < 100%	OK
Soudures	98,3 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

## Platines

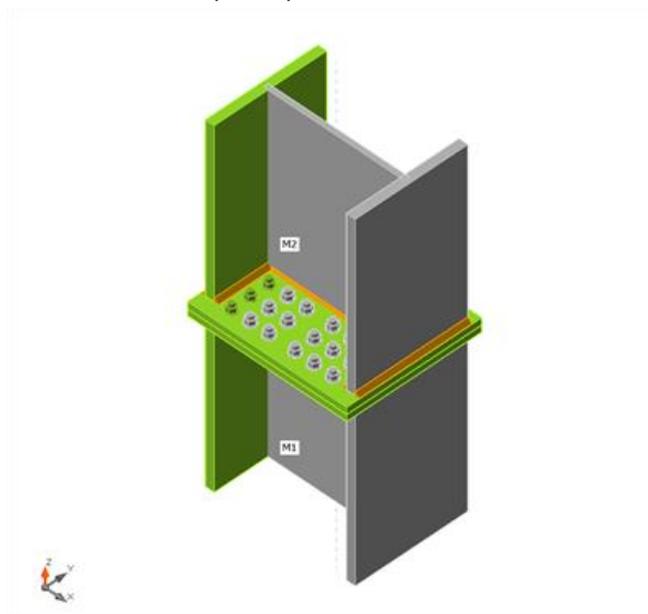
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
M1-bfl 1	24,0	LE1	275,1	0,0	0,0	OK
M1-tfl 1	24,0	LE1	218,1	0,0	0,0	OK
M1-w 1	13,5	LE1	171,5	0,0	0,0	OK
M2-bfl 1	24,0	LE1	217,7	0,0	0,0	OK
M2-tfl 1	24,0	LE1	275,1	0,1	0,0	OK
M2-w 1	13,5	LE1	185,0	0,0	0,0	OK
PP1a	20,0	LE1	276,3	0,6	90,0	OK
PP1b	20,0	LE1	276,2	0,6	90,0	OK

## Données de conception

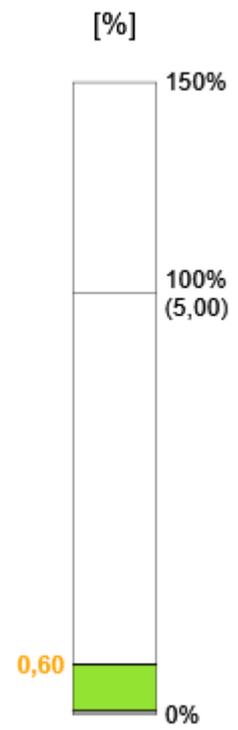
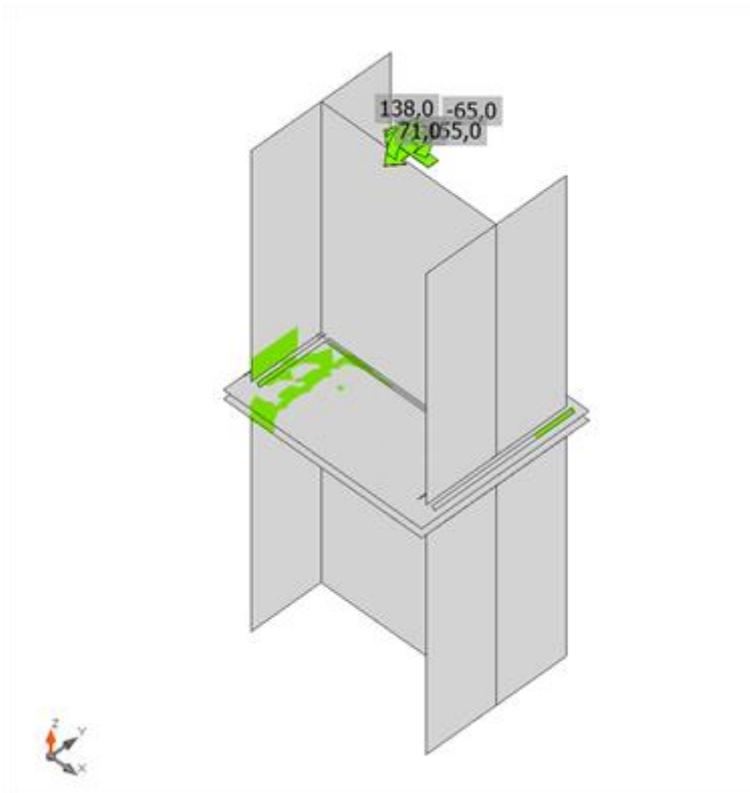
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275,0	5,0

## Explication des symboles

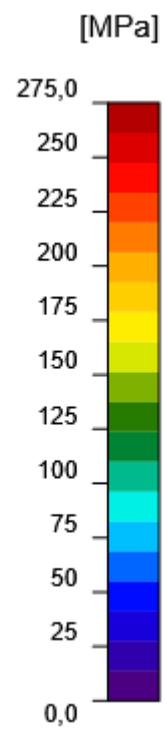
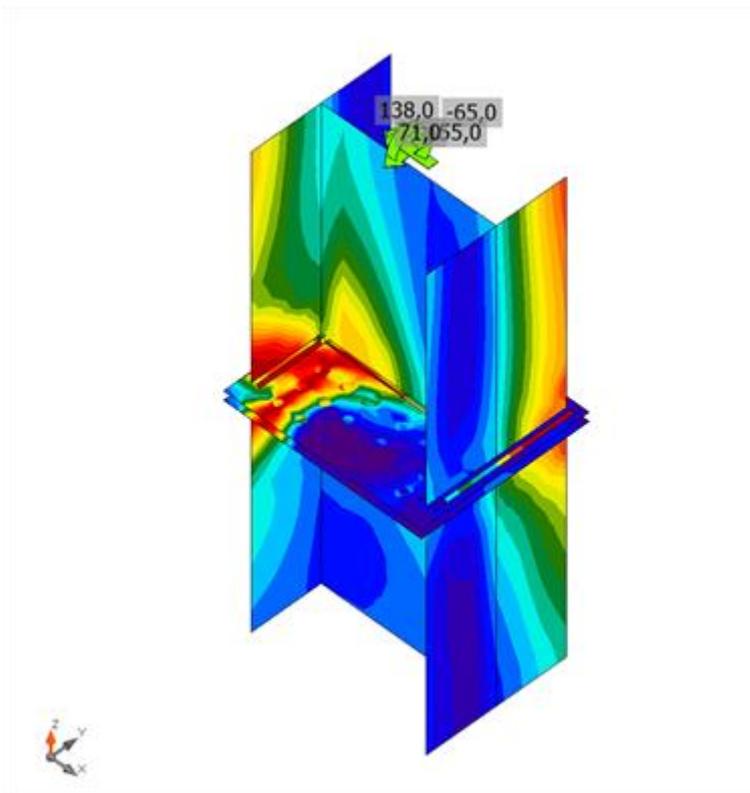
- $\epsilon_{Pl}$  Déformation
- $\sigma_{Ed}$  Contrainte éq.
- $\sigma_{CEd}$  Contrainte de contact
- $f_y$  Limite d'élasticité
- $\epsilon_{lim}$  Déformation plastique limite



Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

## Boulons

	Nom	Charges	F <sub>t,Ed</sub> [kN]	V [kN]	Ut <sub>t</sub> [%]	F <sub>b,Rd</sub> [kN]	Ut <sub>s</sub> [%]	Ut <sub>ts</sub> [%]	Résultat
	B1	LE1	0,0	4,1	0,0	167,4	6,5	6,5	OK
	B2	LE1	0,0	4,5	0,0	275,2	7,2	7,2	OK
	B3	LE1	1,0	5,2	0,9	275,2	8,3	8,9	OK
	B4	LE1	15,8	4,1	14,0	235,8	6,6	16,5	OK
	B5	LE1	8,3	4,4	7,4	275,2	7,1	12,3	OK
	B6	LE1	4,4	5,0	3,9	275,2	7,9	10,7	OK
	B7	LE1	0,9	3,9	0,8	181,3	6,2	6,8	OK
	B8	LE1	0,0	4,3	0,0	275,2	6,8	6,8	OK
	B9	LE1	10,3	4,9	9,1	275,2	7,7	14,3	OK
	B10	LE1	0,0	3,9	0,0	253,2	6,2	6,2	OK
	B11	LE1	0,0	4,2	0,0	275,2	6,6	6,6	OK
	B12	LE1	11,0	4,7	9,7	162,9	7,5	14,5	OK
	B13	LE1	0,0	3,9	0,0	192,8	6,2	6,2	OK
	B14	LE1	0,0	4,2	0,0	275,2	6,6	6,6	OK
	B15	LE1	25,3	4,7	22,4	162,9	7,5	23,6	OK
	B16	LE1	0,0	3,8	0,0	162,9	6,1	6,1	OK
	B17	LE1	0,0	4,1	0,0	162,9	6,5	6,5	OK
	B18	LE1	27,2	4,6	24,1	162,9	7,4	24,6	OK
	B19	LE1	0,0	4,2	0,0	176,6	6,7	6,7	OK
	B20	LE1	17,8	4,4	15,8	275,2	7,0	18,2	OK
	B21	LE1	102,0	4,6	90,3	275,2	7,3	71,8	OK
	B22	LE1	103,1	3,3	91,2	224,8	5,2	70,4	OK
	B23	LE1	102,8	3,7	91,0	275,2	5,9	70,9	OK
	B24	LE1	104,9	3,3	92,8	275,2	5,3	71,5	OK
	B25	LE1	0,0	4,0	0,0	189,5	6,3	6,3	OK
	B26	LE1	0,0	4,2	0,0	275,2	6,7	6,7	OK
	B27	LE1	53,8	4,7	47,6	275,2	7,5	41,5	OK
	B28	LE1	0,0	3,9	0,0	244,7	6,2	6,2	OK
	B29	LE1	0,0	4,3	0,0	275,2	6,8	6,8	OK
	B30	LE1	61,6	4,8	54,5	275,2	7,7	46,7	OK
	B31	LE1	0,0	3,9	0,0	162,9	6,2	6,2	OK
	B32	LE1	0,0	4,1	0,0	162,9	6,6	6,6	OK
	B33	LE1	44,3	4,7	39,2	162,9	7,5	35,4	OK
	B34	LE1	0,0	3,8	0,0	260,0	6,0	6,0	OK
	B35	LE1	0,0	4,1	0,0	162,9	6,6	6,6	OK
	B36	LE1	46,0	4,7	40,7	162,9	7,5	36,5	OK

4	5	6	3	2	1
10	12	9	8	7	
16	18	13	11	10	
3	3	3	3	3	1
2	2	2	2	2	5
2	2	2	2	2	9

## Données de conception

Nom	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	B <sub>p,Rd</sub> [kN]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
M16 10.9 - 1	113,0	329,1	62,8

## Explication des symboles

- F<sub>t,Rd</sub> Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- F<sub>t,Ed</sub> Effort de traction
- B<sub>p,Rd</sub> Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement Vy, Vz dans le boulon
- F<sub>v,Rd</sub> Résistance au cisaillement du boulon EN\_1993-1-8 tableau 3.4

$F_{b,Rd}$  Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4  
 $U_t$  Usage en traction  
 $U_s$  Utilisation en cisaillement

## Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$U_t$ [%]	$U_{tc}$ [%]	Résultat
PP1a	M1-bfl 1	48,0	300	LE1	397,4	0,5	191,4	-113,0	166,3	98,2	57,8	OK
		48,0	300	LE1	306,1	0,0	-71,8	-171,8	2,2	75,6	46,1	OK
PP1a	M1-tfl 1	48,0	300	LE1	397,1	0,3	-188,4	-81,0	-184,8	98,1	48,3	OK
		48,0	300	LE1	396,6	0,0	-162,2	121,7	169,9	98,0	40,9	OK
PP1a	M1-w 1	44,0	376	LE1	396,9	0,2	148,0	87,0	194,0	98,1	59,3	OK
		44,0	376	LE1	397,9	0,8	201,0	-13,1	-197,8	98,3	65,8	OK
PP1b	M2-bfl 1	48,0	300	LE1	396,7	0,1	-172,9	-109,0	-175,0	98,0	43,4	OK
		48,0	300	LE1	397,0	0,2	-187,0	80,3	185,6	98,1	51,4	OK
PP1b	M2-tfl 1	48,0	300	LE1	346,1	0,0	-61,4	196,2	-12,2	85,5	54,1	OK
		48,0	300	LE1	397,9	0,8	191,9	99,4	-175,0	98,3	59,8	OK
PP1b	M2-w 1	44,0	376	LE1	396,8	0,1	152,8	-2,9	211,4	98,0	47,4	OK
		44,0	376	LE1	397,8	0,7	200,8	-27,6	-196,3	98,3	57,3	OK

## Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S 355	0,85	404,7	309,6

## Explication des symboles

$\epsilon_{PI}$  Déformation  
 $\sigma_{w,Ed}$  Contrainte équivalente  
 $\sigma_{w,Rd}$  Résistance aux contraintes équivalentes  
 $\sigma_{\perp}$  Contrainte perpendiculaire  
 $\tau_{\parallel}$  Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure  
 $\tau_{\perp}$  Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure  
 $0.9 \sigma$  Résistance de contrainte perpendiculaire –  $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$   
 $\beta_w$  Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1  
 $U_t$  Utilisation  
 $U_{tc}$  Utilisation de capacité de la soudure

## Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_c$	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $a_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Assemblage gausser contreventement

## Annexe 4



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

### Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

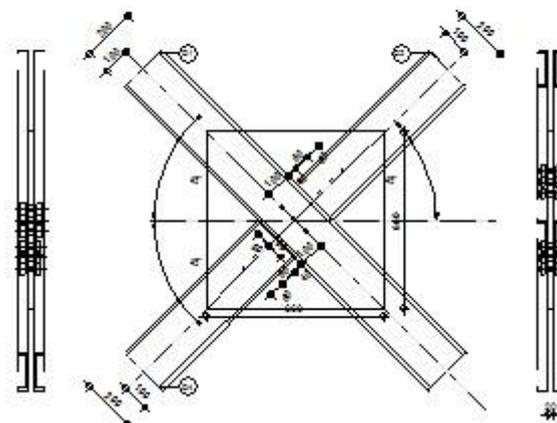


Ratio  
1,00

D1 - 2 UPN 200

D2 - 2 UPN 200

D4 - 2 UPN 200



## GÉNÉRAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

## GÉOMÉTRIE

## BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
<b>Profilé:</b>		2 UPN 200	2 UPN 200		2 UPN 200		
	h	200	200		200		mm
	$b_f$	75	75		75		mm
	$t_w$	9	9		9		mm
	$t_f$	12	12		12		mm
	r	12	12		12		mm
	A	32,02	32,02		32,02		cm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>		ACIER	ACIER		ACIER		
	$f_y$	275,00	275,00		275,00		MPa
	$f_u$	430,00	430,00		430,00		MPa
<b>Angle</b>	$\alpha$	45,0	45,0		45,0		Deg

## BOULONS

### Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

d = 22 [mm] Diamètre du boulon

$d_0$  = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s$  = 3,03 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon  
A<sub>v</sub> = 3,80 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
f<sub>yb</sub> = 670,00 [MPa] Limite de plasticité  
f<sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction  
n = 3 Nombre de colonnes des boulons  
Espacement des boulons 60;60 [mm]  
e<sub>2</sub> = 100 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

#### Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon  
d = 20 [mm] Diamètre du boulon  
d<sub>0</sub> = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon  
A<sub>s</sub> = 2,45 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
A<sub>v</sub> = 3,14 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
f<sub>yb</sub> = 670,00 [MPa] Limite de plasticité  
f<sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction  
n = 3 Nombre de colonnes des boulons  
Espacement des boulons 60;60 [mm]  
e<sub>1</sub> = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre  
e<sub>2</sub> = 100 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre  
e<sub>c</sub> = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

#### Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon  
d = 20 [mm] Diamètre du boulon  
d<sub>0</sub> = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon  
A<sub>s</sub> = 2,45 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
A<sub>v</sub> = 3,14 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
f<sub>yb</sub> = 670,00 [MPa] Limite de plasticité  
f<sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction  
n = 3 Nombre de colonnes des boulons  
Espacement des boulons 60;60 [mm]  
e<sub>1</sub> = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre  
e<sub>2</sub> = 100 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre  
e<sub>c</sub> = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## GOUSSET

l<sub>p</sub> = 660 [mm] Longueur de la platine  
h<sub>p</sub> = 660 [mm] Hauteur de la platine  
t<sub>p</sub> = 20 [mm] Epaisseur de la platine

#### Paramètres

h<sub>1</sub> = 0 [mm] Grugeage  
v<sub>1</sub> = 0 [mm] Grugeage  
h<sub>2</sub> = 0 [mm] Grugeage  
v<sub>2</sub> = 0 [mm] Grugeage  
h<sub>3</sub> = 0 [mm] Grugeage  
v<sub>3</sub> = 0 [mm] Grugeage  
h<sub>4</sub> = 0 [mm] Grugeage  
v<sub>4</sub> = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

e<sub>v</sub> = 330 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres  
e<sub>H</sub> = 330 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER  
f<sub>y</sub> = 275,00 [MPa] Résistance

## COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} =$	531,00	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	531,00	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	531,00	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	531,00	[kN]	Effort axial

## RÉSULTATS

### BARRE 1-3

## RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 364,93$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,56$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 178,6$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,80$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $1,80 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 231,58$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,58$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,58 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 220,7$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,80$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $1,80 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 272,45$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 178,69$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 231,58$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 0,00  < 178,69$	<b>vérifié</b> (0,00)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 231,58$	<b>vérifié</b> (0,00)

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 16,01$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 13,97$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_o$
$N_{uRd} = 432,55$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pIRd} = 440,31$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pIRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ 0,00  < 432,55$	<b>vérifié</b> (0,00)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 0,00  < 440,31$	<b>vérifié</b> (0,00)

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,48$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 8,50$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 263,61$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0,00  < 263,61$	<b>vérifié</b> (0,00)

## BARRE 2

### RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_o) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,61$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_o), p_1/(3 \cdot d_o) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,61 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 177,21$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_o) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_o) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,12 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_o), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 247,74$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_o) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>	
$\alpha_{bx} = 0,66$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	<b>vérifié</b>	
$F_{b,Rd2x} = 226,7$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
<b>Direction z</b>			
$k_{1z} = 2,12$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,12 > 0,00$	<b>vérifié</b>	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>	
$F_{b,Rd2z} = 291,46$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

### cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 177,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 177,0$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 177,2$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 247,7$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 177,00  < 177,21$	<b>vérifié</b>	(1,00)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 247,74$	<b>vérifié</b>	(0,00)

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 16,01$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} = 14,14$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 437,81$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pIRd} = 440,31$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pIRd} = A * f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed}  \leq N_{uRd}$	$ 265,50  < 437,81$	<b>vérifié</b>	(0,61)
$ 0.5 * N_{b2,Ed}  \leq N_{pIRd}$	$ 265,50  < 440,31$	<b>vérifié</b>	(0,60)

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,56$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 8,92$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 271,8$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 265,50  < 271,82$	<b>vérifié</b>	(0,98)

## BARRE 4

### RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
<b>Pression du boulon sur la barre</b>			
Direction x			

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,61$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 177,2$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  
 $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,12 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 247,74$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  
 $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,66$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 226,7$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  
 $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,12 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2z} = 291,46$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  
 $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

### cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 177,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{x,Ed} = 177,0$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 177,2$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 247,7$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 177,00  < 177,21$	vérifié	(1,00)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 247,74$	vérifié	(0,00)

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 16,01$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} = 14,14$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$	
$N_{u,Rd} = 437,81$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$	
$N_{pl,Rd} = 440,31$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * N_{b4,Ed}  \leq N_{i,Rd}$	$ 265,50  < 437,81$	vérifié	(0,61)
$ 0.5 * N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 265,50  < 440,31$	vérifié	(0,60)

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,56 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 8,92 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 271,82 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$$

$$|265,50| < 271,82$$

vérifié

$$(0,98)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 1,00