

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPPERRIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**Université Mouloud MAMMERY de TIZI-OUZOU**

**Faculté De génie de la construction**

**Département de génie civil**



## **Mémoire de fin d'étude**

**En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil**

**Option : construction métallique**

*Thème : Etude d'un hangar métallique équipé d'un pont roulant*

**Réalisé par :**

 **MOALI DJOUHER**

 **ACHIR ALI**

**Président : Dahmani Lahlou**

**Encadreur : Akkouche Karim**

**Examineur : Boudjemia Ahmed**

**Année : 2023 – 2024**



## **Remerciement**

*Une thèse n'est pas une fin en soi mais c'est un moment particulier dans la vie d'un étudiant. Au moment de franchir cette limite, on peut qu'à penser à tous ceux qui, de près ou de loin, auront contribué à ce grand effort tout simplement.*

*En tout premier lieu, on remercie le bon Dieu, tout puissant, de nous avoir donné la force, le courage et la volonté ainsi que l'audace pour dépasser toute les difficultés. Permis de mener à bien ce travail.*

*On tient a remercier profondément et avec gratitude notre encadreur « **MR Akkouche Karim** » qui n'a jamais cesser de nous encourager, et surtout pour le temps qu'il nous accorde tout au long de ce travail, pour tout les efforts qu'il a fournis pour nous former et enrichir nos connaissances encore plus a fin d'accomplir ce mémoire.*

*Nos plus sincères remerciements vont a nos parents, tout au long de notre cursus, ils étaient la source d'encouragements et de soutien, ils ont su donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de nos plus affectueuses grâtitudes.*

*Nos remerciements vont aussi aux membres de jury qui nous ont honorées par leur présence en évaluant ce travail.*

*A tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué a notre formation et qui par leurs compétences nous ont soutenus dans la poursuite de nos études.*





## **Dédicace**

### **À mes parents,**

*Vos sacrifices, votre amour inconditionnel et votre soutien indéfectible ont été la pierre angulaire de mon succès. Maman, ta patience infinie, tes encouragements constants et ta foi inébranlable en mes capacités m'ont porté à travers les moments les plus difficiles. Papa, ton travail acharné, ta sagesse et tes conseils avisés m'ont toujours inspiré à donner le meilleur de moi-même. Vous avez tous deux été des modèles de détermination et de résilience, et je vous dédie ce mémoire en reconnaissance de tout ce que vous avez fait pour moi.*

### **À ma sœur,**

*Ta présence a toujours été une source de réconfort et de joie. Ta gentillesse, ton soutien et ta capacité à me remonter le moral même dans les moments de doute m'ont été précieux. Tu es non seulement une sœur, mais aussi une amie et une confidente. Merci pour ton amour et ta compréhension sans faille.*

### **À mes frères,**

*Votre camaraderie et votre soutien ont été essentiels à chaque étape de ce parcours. À Boussad, ta sagesse et ton expérience m'ont souvent guidé, et à Juba, ton énergie et ton Optimisme m'ont encouragé à persévérer. Vous avez toujours cru en moi et m'avez aidé à croire en mes capacités. Je suis reconnaissante pour tous les moments de rire, de conseils et de soutien inconditionnel que nous avons partagés.*

### **À ma belle-sœur,**

*Ton intégration dans notre famille a été une véritable bénédiction. Ta gentillesse, ton Soutien et ta compréhension ont enrichi ma vie de tant de façons. Merci pour ton encouragement constant et pour avoir toujours été là pour moi. Ta présence a apporté une nouvelle dimension de chaleur et de soutien à notre famille.*

### **À mon fiancé,**

*Ton amour et ton soutien ont été des piliers essentiels durant cette aventure académique. Ta patience, ta compréhension et ton optimisme m'ont donné la force de surmonter les moments les plus difficiles. Merci pour ta présence rassurante, tes encouragements constants et ta capacité à toujours me faire voir le meilleur côté des choses. Tu as su être ma source d'inspiration, et je te dédie ce mémoire en signe de mon profond amour et de ma reconnaissance infinie. Ton soutien indéfectible m'a permis de croire en moi et de poursuivre mes rêves.*

***A ma meilleure amie,***

*Je voulais remercier ma sœur d'une autre mère. Celle qui a toujours été la pour moi et qui le sera pour toujours. Je sais que toi comme moi nous avons vécues cette années des moments pas faciles, mais nous avons toujours su rester soudées. Tu en fais beaucoup pour moi au quotidien malgré la distance mais tu n'as jamais cessé d'être toujours la pour moi et de m'encouragé d'avancer dans ma vie et je te remerciais jamais assez pour ca ma meilleure amie, mon alliée.*

***A mes camarades,***

*Un grand merci pour Tahar, et Yacine pour leurs aides ainsi qu'a tous mes camarades Nabil, Amine, Lamine, Amal, Nabila, Céline, et un grand merci pour mon binôme ALI avec qui j'ai vécu des moments inoubliables au cours de ces années universitaire.*

*À vous tous, je dédie ce mémoire en témoignage de ma profonde gratitude et de mon amour éternel. Votre soutien, votre amour et vos encouragements ont rendu ce travail possible et je vous en serai toujours reconnaissante. Que ce mémoire soit le reflet de l'impact positif que vous avez eu sur ma vie et de tout ce que vous avez fait pour moi.*

*Djouher*





## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes chers parents qui m'ont soutenu sans relâche et m'ont poussé pour aller vers l'avant durant toute ma vie et mon cursus, et à qui je dois une grande partie de mes réussites.*

*À toute la famille ACHIR et ANNOUNE, mes frère JUBA et YANIS*

*À mes amis LAMINE, YACINE, TAHAR, NABILE, AMINE, CELINA, AMAL, NABILA et Ma chère binôme DJOUDJOU pour leurs soutiens indéfectibles dans les moments difficiles. Vos encouragements et votre positivité ont été une véritable motivation.*

*À mes enseignants pour leur patience, leur savoir, leur dévouement, et leurs conseils qui ont façonné non seulement notre vie scolaire, mais aussi notre caractère. Merci d'avoir exercé une influence positive et de nous avoir enseigné des leçons de vie importantes au-delà des manuels scolaires.*

*Et enfin, à tous ceux qui ont cru en moi, je vous dédie ce travail avec gratitude et humilité.*

*ACHIR ALI*



### *Liste de symboles*

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

$G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

$F_p$  : Effort de précontrainte dans les boulons.

$M$  : Moment sollicitant, en générale.

$M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement.

$M_{eff}$  : Moment efficace (section de classe4).

$M_R$  : Moment résistant.

$M_U$  : Moment ultime.

$N$  : Effort normal, en générale.

$N_{pl}$  : Effort normal de plastification.

$N_U$  : Effort normal ultime.

$V$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_{pl}$  : Effort tranchant de plastification.

$V_U$  : Effort tranchant ultime.

$F_U$  : Contrainte de rupture d'une pièce.

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

$f_y$  : Limite d'élasticité d'une pièce.

$\varepsilon$  : Déformation linéaire unitaire.

$\varepsilon_y$  : Déformation correspondante à la limite d'élasticité.

$\sigma$  : Contrainte normale.

***Coefficients et grandeurs sans dimensions :***

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

***k<sub>s</sub>*** : Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

***m*** : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement

***n*** : Nombre de boulons.

***β<sub>M</sub>*** : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

***β<sub>W</sub>*** : Facteur de corrélation (soudure).

***ε*** : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

***η*** : Facteur de distribution de rigidité (flambement).

***λ*** : Elancement.

***λ*** : Elancement réduit.

***λ<sub>LT</sub>*** : Elancement de déversement.

***u*** : Coefficient de frottement.

***χ*** : Coefficient de réduction de flambement.

***χ<sub>LT</sub>*** : Coefficient de réduction de déversement.

***Caractéristiques géométriques :***

***A*** : Section brute d'une pièce.

***A<sub>eff</sub>*** : Section efficace d'une pièce (classe 4).

***A<sub>net</sub>*** : Section nette d'une pièce.

***A<sub>s</sub>*** : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

***I<sub>t</sub>*** : Moment d'inertie de torsion.

***I<sub>W</sub>*** : Facteur de gauchissement d'une section.

$I_Y$  : Moment d'inertie de flexion maximale.

$I_Z$  : Moment d'inertie de flexion minimale.

$w_{eff}$  : Module de résistance efficace.

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

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

$b$  : Largeur d'une semelle de poutre.

$d$  : Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.

$d_0$  : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

$i$  : Rayon de giration d'une section.

$l$  : Largeur d'une poutre.

$D_l$  : Largeur de déversement d'une poutre.

$k_l$  : Longueur de flambement.

$r$  : Rigidité d'une barre t Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.

$t_f$  : Epaisseur d'une semelle de poutre.

$t_w$  : Epaisseur d'une âme de poutre.

$A$  : Angle en général.

$\gamma_{Mb} = 1,25$  Résistance des boulons au cisaillement.

$\gamma_{Mb} = 1,50$  Résistance des boulons au à la traction.

$f_v$  : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

$f_b$  : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

$f_t$  : Résistance des boulons en traction.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection (flambement)

**Efforts internes dans les points caractéristiques de la section**

$N_{sd}$  : Effort axial N.sd.

$M_{y,sd}$  : Moment fléchissant.

$V_{z,sd}$  : Effort de cisaillement.

**Efforts limites :**

$N_{t,rd}$  : Résistance ultime plastique en traction.

$M_{b,rd}$  : Moment ultime pour le déversement.

$M_{pl,rd}$  : Moment ultime plastique.

$M_{ely,rd}$  : Moment ultime élastique.

$V_{ply,rd}$  : Résistance ultime en cisaillement.

$M_{plz,rd}$  : Moment ultime plastique.

$V_{plz,rd}$  : Résistance ultime en cisaillement.

# Table de matière

---

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I . Introduction .....	2
I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage .....	2
I.3. Zone d'implantation .....	
I.4. Chemin de roulant.....	2
I.5. Les ouvertures .....	3
I.6. La toiture.....	3
I.7. Matériaux utilisées .....	4
I.8. Les assemblages .....	4
I.9. Règlements techniques utilisés .....	5

## Chapitre II : étude climatique

II.1. Introduction.....	7
II.2. Etude au vent.....	7
II.2.1. Détermination de la pression aérodynamique du vent .....	7
II.2.2. Calcul de la pression dynamique de pointe .....	8
II.2.3. Calcul du coefficient de pression extérieure $c_{pe}$ .....	9
II.2.4. Coefficient de pression intérieur $c_{pi}$ .....	12
II.2.5. Coefficient de pression intérieure $c_{pi}$ la pression statique de vent .....	12
II.2.6. Calcul des forces de frottement .....	18
II.2.7. Action d'ensemble .....	18
II.2.8. Calcul de la stabilité d'ensemble .....	19
II.3 Etude à la neige .....	20
II.3.1 Domaine d'application .....	21
II.3.2 La charge de neige sur le sol .....	21
II.3.3 coefficient de forme de la toiture .....	21
II.3.4 Calcul des charges de Neige sur la Toiture .....	21

---

# Table de matière

---

II.3.4.1 disposition de charge dans accumulation.....	22
II.3.4.2 disposition de charge avec accumulation.....	22
II.4. Conclusion .....	22
<b>Chapitre III : Pré – dimensionnement des éléments secondaires</b>	
III.introduction .....	24
III.1 Etude des pannes .....	24
III.1.1 définition .....	24
III.1.2 les données de calcule .....	24
III .1.3 combinaisons des charges les plus défavorables .....	25
III.1.4 vérification a la sécurité .....	26
III.1.4.1 vérification a L'ELU .....	26
III.1.4.1.1 vérification a la flexion.....	26
III.1.4.1.2.Vérification au cisaillement .....	28
III.1.4.1.3.Vérification au déversement .....	29
III.1.4.2.Vérification à l'état limite de services (ELS) .....	30
III.1.4.2.1.Vérification de la flèche.....	30
III.2. Calcul des liernes.....	31
III.2.1. Définition .....	31
III.2.2. Calcul structural.....	31
III.3. Lisses de bardage .....	33
III.3.1. Définition .....	33
III.3.2.Calcul des efforts pondérés agissant sur la lisse .....	33
III.3.2.1. Évaluation des charges et surcharges.....	33
III.4. calcul des potelets .....	35
III.4.1 Introduction .....	35
III.4.2 Les données .....	35
III.4. 3 Calcul des charges et surcharges .....	35

---

# Table de matière

---

III.4. 4 Conditions de la flèche .....	34
III.4.5.Vérification à l'ELU .....	36
III.4.5.1. Vérification de la section à la résistance.....	36
III.4.5.2. Vérification de l'élément aux instabilités .....	37
III .5. Conclusion .....	40

## Chapitre IV : étude de contreventement

IV.1. Introduction.....	42
IV.2. Type de contreventement .....	42
IV.3. Disposition des contreventements .....	42
IV.4. Calcul des efforts horizontaux $F_i$ .....	43
IV.4.1. Calcul des réactions d'appuis .....	43
IV.4.2. Effort de traction dans les diagonales .....	44
IV.4.3. Vérification a la résistance ultime de la section nette .....	45
IV.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) a la résistance .....	45
IV.6. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort $yy$ .....	47
IV.7. Flambement par rapport à l'axe faible $z-z$ .....	47
IV.8. Calcul du Coefficient de réduction pour le déversement $\chi_{LT}$ .....	48
IV.9. Calcul des coefficients d'interactions $K$ avec risque de déversement .....	48
IV.10. Calcul de la palée de stabilité en long-pan .....	50
IV.11. Vérification a la Résistance ultime .....	51
IV.12. Conclusion .....	51

## ChapitreV : calcul du pont roulant

V.1. Introduction .....	53
V.2. Définition.....	53
V.3. Caractéristique du pont roulant.....	53
V.3.1. Calcul des réactions au niveau des galets .....	53
V.3.2. Charges horizontales .....	54

---

# Table de matière

---

V.3.2.1. Charge horizontale longitudinale .....	55
V.3.2.2. Charge horizontale transversales .....	55
V.3.2.3. Force horizontales produites par la marche en crabe de l'appareil de levage .....	56
V.3.2.4. Force horizontales produites lors des accélérations et des décélérations du chariot .....	57
V.3.3. Dimensionnement de la poutre de roulement .....	58
V.3.4. Vérification aux états limite de service ELS .....	59
V.3.5. Calcul des sollicitations internes .....	60
V.3.5.1. Calcul des moments maximaux .....	61
V.3.5.2. Calcul de l'effort tranchant maximal .....	62
V.3.5.3. Charge totale pondérée .....	62
V.3.6. Vérification de la section a la résistance sous la charge verticale .....	63
V.3.6.1. Vérification de la section a la résistance sous la charge horizontale .....	63
V.3.6.2. Résistance au cisaillement aux appuis .....	63
V.3.6.3. Résistance de la section a la flexion bi-axiale.....	64
V.3.6.4. Résistance au déversement .....	64
V.3.6.5. Contrainte de compression verticale locale .....	68
V.4. Conclusion .....	69

## **ChapitreVI : Etude sismique**

VI.1.Introduction .....	70
VI.2.La méthode statique équivalente .....	71
VI.3.Evaluation de la force sismique .....	71
VI.4.Coefficient d'accélération A .....	72
VI.5.Coefficient de comportement global de la structure R .....	72
VI.6.Calcul de la période fondamentale T .....	73

---

# Table de matière

---

VI.7.Facteur de qualité Q .....	75
VI.8.Poids totale de la structure W .....	75
VI.9. Force sismique suivant la direction X-Y.....	76
VI.10. Comparaison vent et séisme .....	77
VI.11. Conclusion .....	77
<b>ChapitreVII : Etude portique</b>	
VII.1 introduction.....	79
VII.2 Effort sollicitant le portique.....	79
VII.3. Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture .....	79
VII.3.1 charges permanentes.....	79
VII.3.2 Effet de neige.....	80
VII.3.3.Résultats du vent.....	80
VII.4 Calcul des effort internes.....	82
VII.4.1 Charges verticales vers le bas: (charge permanentes et surcharge de neige).....	83
VII.4.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement).....	84
VII.4.3 Vent horizontal (pression).....	84
VII.4.4 Vent horizontal (dépression).....	85
VII.4.5 Tableau récapitulatifs.....	86
VII.4.6.Effort internes sous charges réelles (daN).....	87
VII.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale.....	89
VII.5.1 Modélisation avec imperfection.....	90

---

# Table de matière

---

VII.5.2 Calcul des efforts internes additionnels .....	91
VII.5.3 combinaisons à l'ELU avec prise en compte de $H_{eq} = P$ .....	91
VII.6 Choix de la méthode d'analyse .....	92
VII.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum.....	92
VII.6.2 Moments maximaux sollicitant la traverse.....	93
VII.7 Dimensionnement de la traverse.....	93
VII.7.1 Vérification a la flèche (IPE450) .....	93
VII.7.2 Vérification de l'IPE450 pour la traverse a (l'ELU).....	93
VII.8 vérification des poteaux.....	97
VII.8.1 vérification de la résistance au flambement.....	97
VII.8.2. Calcul des coefficients d'interaction <b><i>kij</i></b> .....	99
VII.9. <i>Conclusion</i> .....	100

## **Chapitre VIII: Calcul des assemblages**

VIII.1. Introduction .....	101
VIII.2. Avantages des boulons HR .....	102
VIII.3. Assemblage de rive (Poteau-Traverse).....	103
VIII.4. Calcul de l'assemblage du faitage .....	120
VIII.5. Calcul de l'assemblage au gousset .....	131
VIII.6. Calcul base de poteau.....	136

## **Chapitre IX : Fondation**

IX.1. Introduction .....	145
IX.2. Définition .....	145
IX.3. Les types des fondations .....	145
IX.3.1. Étude des semelles .....	146
IX.4. Calcul de la fondation centrée en béton armée .....	146

---

# Table de matière

---

IX.4.1. Dimensions de la fondation en béton à L'ELS .....	146
IX.4.2. L'aire de la fondation en béton .....	146
IX.4.3. Hauteur de la semelle .....	147
IX.4.4. Calcul des armatures à l'ELU .....	147
IX.4.5. La pression résultante à la base de la fondation .....	147
IX. 4.6. Calcul du moment au niveau de la section critique de la fondation .....	147
IX.4.7. Section minimale des armatures principales .....	148
IX.4.8. Vérification au cisaillement .....	148
IX.4.9 Dimensionnement des longrines .....	149
<b>Chapitre IIX : vérifications des éléments</b>	
IIX .1. Introduction .....	152
IIX .2. Méthode de travail .....	152
IIX .3. Etape de modalisation .....	152
IX.3.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés .....	152
IX.3.2. Modélisation géométrique.....	153
IX.3.3. Combinaison d'action .....	154
IIX.4. Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT .....	154
IIX .4.1. Vérification des traverses .....	154
IIX .4.2. Vérification des poteaux .....	156
IIX .4.3. Vérification des potelets .....	157
IIX .4.4. Vérification des pannes .....	158
IIX .4.5. Vérification des lisses .....	159
IIX .4.6. Poutre au vent .....	160
IIX .4.7. Palée de stabilité .....	161
IIX .5. Conclusion .....	163

---

# Table de matière

---

Conclusion général

Bibliographie

Annexe

Plans

---

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>	
<b>Tableau I.1.</b>	Les caractéristiques du Béton.....4
<b>Chapitre II : étude climatique</b>	
<b>Tableau II.1 :</b>	Paramètres de la catégorie de terrain <b>III</b> .....7
<b>Tableau II.2 :</b>	les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en $m^2$ ).....9
<b>Tableau II.3 :</b>	les surfaces des zones chargées pour la toiture (S $m^2$ ).....11
<b>Tableau II.4 :</b>	les valeurs de $c_{pe}$ qui correspondent a chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.....12
<b>Tableau II.5:</b>	pression aérodynamique du vent $\theta = 90^\circ$ .....13
<b>Tableau II.6 :</b>	dépression aérodynamique du vent $\theta = 90^\circ$ .....13
<b>Tableau II.7 :</b>	les surfaces des zones chargées pour la toiture (S $m^2$ ).....15
<b>Tableau II.8 :</b>	surfaces de chaque zone .....15
<b>Tableau II.9 :</b>	les valeurs de $c_{pe}$ qui correspondent à chaque zone de toiture.....16
<b>Tableau II.10 :</b>	Valeur de pression aérodynamique des parois vertical $\Theta=0^\circ$ .....17
<b>Tableau II.11 :</b>	Valeur de pression aérodynamique du versons de toiture $\Theta=0^\circ$ .....17
<b>Tableau II.12:</b>	dépression aérodynamique du vent $\theta = 0^\circ$ .....17
<b>Tableau II.13 :</b>	dépression aérodynamique du vent $\theta = 0^\circ$ .....17
<b>Chapitre III : Pré – dimensionnement des éléments secondaires</b>	
<b>Tableau III.1 :</b>	Caractéristique de l'IPE140.....31
<b>Tableau III.2 :</b>	Dimension et caractéristique du HEB200.....36
<b>Chapitre IV : étude de contreventement</b>	
<b>Tableau IV 1:</b>	coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$ .....45
<b>ChapitreV : calcul du pont roulant</b>	
<b>Tableau V.1.</b>	Récapitulation des charges revenant à la poutre de roulement.....58
<b>TableauV.2 :</b>	caractéristique du profilé <b>HEB300</b> .....59
<b>Chapitre VI: étude portique</b>	
<b>TableauVI.1:</b>	pression aérodynamique du vent avec pression intérieure.....72
<b>Tableau VI.2:</b>	Valeur de pression aérodynamique des versions de toiture .....72
<b>Tableau VI.3:</b>	réaction d'appuis sous charges unitaires.....78
<b>Tableau VI.4:</b>	valeur des moments sous charges unitaires .....78
<b>Tableau VI.5:</b>	Réaction d'appuis sous charges réelles .....79

<b>Tableau VI.6:</b> valeurs des moments sous charges réelles.....	79
<b>Tableau VI.7:</b> combinaison à l'ELU réaction d'appuis.....	79
<b>Tableau VI.8:</b> combinaison à l'ELU pour les moments.....	80
<b>Tableau VI.9:</b> effort de poteaux aux ELU.....	81
<b>Tableau VI.10:</b> prise en compte des défauts d'aplomb.....	81
<b>Tableau VI.11:</b> effort équivalent en tête du poteau.....	82
<b>Tableau VI. 12 :</b> combinaison à l'ELU pour les réactions d'appuis avec pris en compte de $H_{eq}$ .....	83
<b>Tableau VI.13 :</b> combinaison à l'ELU pour les moments avec pris en compte de $H_{eq}$ ...	83
<b>Tableau VI. 14:</b> caractéristique de l'IPE450.....	85

**Chapitre VII : Etude sismique**

<b>Tableau VII.1 :</b> coefficient d'accélération de la zone.....	95
<b>Tableau VII.2 :</b> coefficient de comportement global de la structure.....	95
<b>Tableau VII.3:</b> Période caractéristique .....	96
<b>Tableau VII.4:</b> système de contreventement et la valeur de $c_T$ .....	97
<b>Tableau VII.5 :</b> facteur de qualité.....	98
<b>Tableau VII.6:</b> fonction de la nature et de la durée de la charge.....	99
<b>Tableau VII.7:</b> le poids total de la structure.....	99

**Chapitre IIX : vérifications des éléments**

<b>Tableau IIX .1 :</b> Récapitulatif des éléments utilisés.....	161
--	-----



### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<b>Figure I.1</b>	Vue en 3D de la structure .....	2
<b>Figure I.2</b>	Panneau sandwich.....	4
<b>Figure I.3</b>	Courbe Contrainte déformation.....	4

### Chapitre II : étude climatique

<b>Figure II.1</b>	la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur $Z_e$ .....	9
<b>Figure II.2</b>	vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens $V_1$ .....	9
<b>Figure II.3</b>	les valeurs de $C_{pe}$ qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens $V_1$ .....	10
<b>Figure II.4</b>	la répartition des zones de pression sur la toiture, sens $V_1$ .....	11
<b>Figure II.5</b>	les valeurs de $w(z)$ qui correspondent a chaque zone des parois verticales, sens $V_1$ .....	14
<b>Figure II.6</b>	les valeurs de $w(z)$ qui correspondent a chaque zone des parois verticales, sens $V_1$ .....	14
<b>Figure II.7</b>	vue en plan des zones de pression sur les parois vertical $V_2$ .....	15
<b>Figure II.8</b>	vue en plan des zones de pression sur les parois vertical $V_2$ .....	15
<b>Figure II.9</b>	force résultante $F_W$ .....	19
<b>Figure II.10</b>	stabilité transversale.....	20
<b>Figure II.11</b>	représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sur le sol.....	22
<b>Figure II.12</b>	charges de neige sans redistribution par le vent.....	23
<b>Figure II.13</b>	charge de neige .....	24

### Chapitre III : Pré – dimensionnement des éléments secondaires

<b>Figure III.1</b>	disposition de la panne sur la toiture.....	26
---------------------	---	----

### Chapitre IV : étude de contreventement

<b>Figure IV.1</b>	Représentation des efforts horizontaux.....	48
<b>Figure IV.2</b>	schéma statique de la poutre au vent .....	49
<b>Figure IV.3</b>	l'effort $F_d$ dans la diagonale d'extrémité .....	51
<b>Figure IV.4</b>	la plaque de la cornière.....	51
<b>Figure IV.5</b>	palée de stabilité .....	52

### Chapitre V : calcul du pont roulant

Figure V.1 : pont roulant bipoutre.....	62
Figure V.2 : position de l'appareil de levage en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement.....	63
Figure V.3 : Charges horizontales longitudinales HL, i.....	65
Figure V.4 : Définition des charges transversales HT,i.....	66
Figure V.5 : schéma de la poutre de roulement .....	69
Figure V.6: Caractéristiques géométriques des rails.....	70
Figure V.7 : support du chemin de roulement (corbeau).....	80

### Chapitre VI: Etude sismique

Figure VI.1 : la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas .....	71
--	----

### Chapitre VII: Etude portique

Figure VII.1. : Vue du portique en 3D.....	79
Figure VII 2: Effort sollicitant les portiques.....	81
Figure VII 3: pression statique du vent sur le portique de rive .....	82
Figure VII 4: pression statique du vent sur le portique intermédiaire.....	82
Figure VI.5: pression statique du vent équivalente.....	82
Figure VII.6: Schéma statique du portique étudié.....	83
Figure VII.7 charges verticales vers le bas (efforts internes).....	84
Figure VII.8: charges verticales vers le haut (vent soulèvement).....	84
Figure VII.9: Vent horizontal (pression).....	85
Figure VII.10: Vent horizontal (dépression).....	86
Figure VII.11 : imperfection géométrique.....	88
Figure VII.12: effort horizontale en tête du poteau.....	91

### Chapitre VIII: Calcul des assemblages

Figure VIII.1 : poteaux et traverse.....	103
Figure VIII.2 : l'assemblage de traverse-traverse.....	120
Figure VIII.3: assemblage au gousset.....	131

<b>Figure VIII.4</b> : base de poteau.....	136
<b>Chapitre IX : Fondation</b>	
<b>Figure IX.1</b> : les types de fondations.....	145
<b>Figure IX.2</b> : diagramme des contraintes agissant sur les fondations .....	146
<b>Figure IX.3</b> : Répartition des contraintes sous la semelle.....	147
<b>Figure IX .4</b> : Schéma de ferrailage des longrines.....	150
<b>Chapitre IIX : vérifications des éléments</b>	
<b>Figure IIX.1</b> : Vue en 3D de la structure.....	153
<b>Figure IIX.2</b> : Vue en élévation de la face long pan.....	153
<b>Figure IIX.3</b> : Vue en élévation de la face pignon.....	154



# *Introduction générale*

---

*En Algérie, l'utilisation de la charpente métallique est actuellement limitée au domaine industriel, tandis que les autres secteurs se basent principalement sur le béton, bien que les structures en acier présentent de nombreux avantages. La construction métallique est très vaste et peut être abordée de différentes manières en termes de conception et d'exécution. Il varie selon les matériaux utilisés et les types de structures, mais l'objectif de ces études reste le même : concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts appliqués et aux divers phénomènes naturels (séismes, vents extrêmes, etc.). Ce domaine répond aux besoins actuels dans la construction grâce à sa rapidité, sa solidité, sa légèreté et les possibilités architecturales qu'elle propose.*

*La structure assure principalement le transfert des efforts appliqués jusqu'aux fondations. La compréhension de ce cheminement est essentielle pour l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.*

*Dans les chapitres suivants, chaque élément de la structure sera étudié de la manière suivante:*

*Le chapitre I présente les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, y compris sa localisation géographique et tous les matériaux utilisés,*

*Le chapitre II : est consacré à l'étude des surcharges climatiques sur la structure*

*Le chapitre III traite du pré- dimensionnement des éléments de la superstructure, tandis que le chapitre IV examine les contreventements nécessaires selon l'architecture de structure.*

*Le chapitre V est dédié à l'étude du pont roulant*

*Le chapitre VI porte sur l'étude des portiques*

*Le chapitre VII se consacre à l'étude sismique de la structure, en suivant les méthodes et normes indiquées dans le règlement parasismique algérien, afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage face aux secousses sismiques.*

*Dans le chapitre VIII, une vérification des éléments sera effectuée à l'aide du Logiciel (AUTODESK ROBOT ANALYSE DES STRUCTURES), afin de permettre une meilleure réalisation des assemblages de la structure.*

*Enfin, tout le travail effectué sera présenté sous la forme d'une conclusion générale.*

---

# Chapitre I :

## Présentation de l'ouvrage

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

## I.1 Introduction

Dans la première partie, les différentes caractéristiques géométriques de la structure et les données relatives au site d'implantation ont été présentées. Les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux acier-béton ont été présentées dans la seconde partie.

## I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

La structure étudiée réalisée en charpente métallique est de type hangar (voir figure I.1)

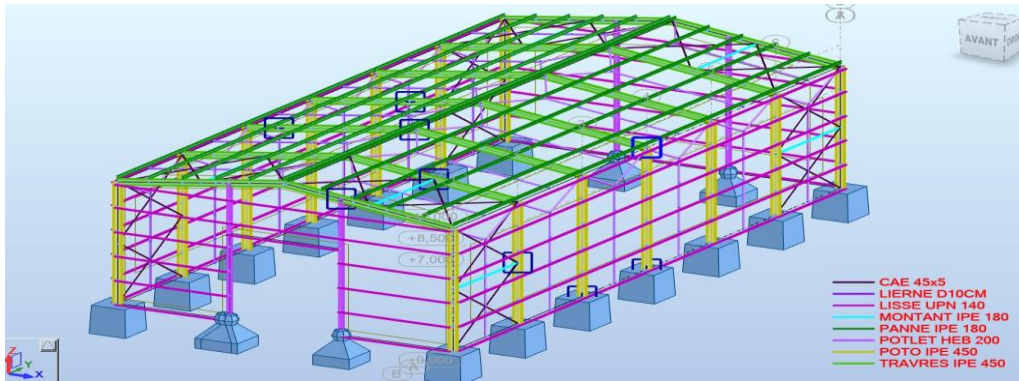


Figure I.1 : vue en 3D de la structure

Avec :

Longueur totale = 36 m

Largeur totale = 18 m

Hauteur totale = 10 m.

Hauteur des poteaux = 8,5 m.

Hauteur de la toiture = 1,5 m

## I.3. Zone d'implantation

La structure étudiée est implantée à la daïra **AZAZGA** village Taddart, Wilaya de **Tizi-Ouzou**. Cette zone est classée comme: zone de moyenne sismicité (Notée **IIa**) selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99/03**).

- **Charge de vent** : la vitesse et la charge du vent seront déterminées conformément au règlement National de vent (NRV2013) pour la région, de Tizi-Ouzou
- **Charge de neige** : la charge de neige est en cours d'évaluation en fonction des normes algériennes applicable à la région, tenant compte de l'altitude et des précipitations moyennes.

## I.4. chemin de roulement

Cette structure est dotée d'un pont roulant de type mono poutre à utilisation. Parmi les informations données dans la fiche technique du pont on peut citer les caractéristiques suivantes :

- Capacité du pont = 20 kN ,
- Portée entre les rails du pont :  $L = 17 \text{ m}$  ,
- Poids propre du pont :  $Q_{c1} = 62.15 \text{ kN}$  ,

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

- Poids propre du chariot :  $Q_{c2} = 3.4 \text{ kN}$  ,
- Masse à lever nominale :  $Q_{h,nom} = 20 \text{ kN}$  ,
- Approche minimale du crochet :  $e_{min} = 0.76 \text{ m}$  ,
- Centres de roues de chariot d'extrémité :  $a = 2 \text{ m}$  ,
- Portée de la poutre de roulement :  $l = 12 \text{ m}$

## I.5 les ouvertures

### \* Pignon :

- Portail de dimension  $(6 \times 5) \text{ m}^2$
- 4 fenêtres

### \* Long-pans :

Chaque long-pan équipé d'un vitrage sur toute la largeur avec un nombre de 4 fenêtre de  $(4 \times 1) \text{ m}^2$  ouvrante et le reste de vitrage est fixé.

## I.6 La toiture

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur les éléments pannes.

- La couverture est l'un des éléments les plus importants de tout bâtiment, qu'il s'agisse d'une maison, d'un bâtiment commercial ou industriel. Elle est responsable de la protection du bâtiment contre les intempéries telles que la pluie, la neige, le vent et la chaleur excessive. Les matériaux de couverture couramment utilisés dans les charpentes métalliques comprennent les tôles d'acier, les panneaux sandwich et les plaques ondulées en acier galvanisé.
- Le bardage métallique peut être réalisé en acier, en aluminium, en cuivre, en zinc ou en d'autres matériaux métalliques et peut être installé de différentes manières, notamment en panneaux, en tôles, en lames ou en profilés. On a utilisé des panneaux sandwich (TL75)

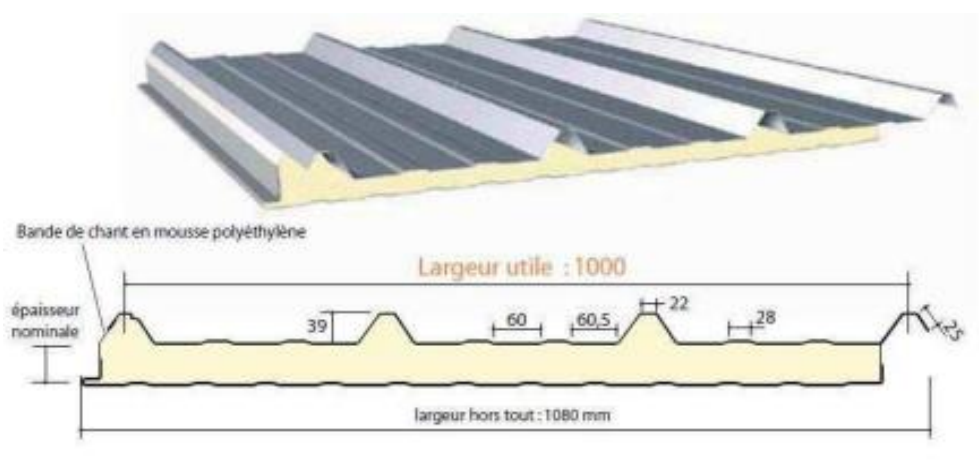


Figure I.2 : panneau sandwich

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

## I.7 Matériaux utilisés

### a) Acier :

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition. Pour la réalisation de notre projet, on a utilisé l'acier S235 de caractéristique :

- Nuance d'acier S235
- La limite élastique  $f_y=235$  Mpa
- La résistance à la traction  $f_u=360$  Mpa
- Module d'élasticité longitudinale  $E=210000$  Mpa
- La densité volumique  $\rho =7 850$  kg/m
- Coefficient de Poisson  $\nu_a= 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha= 12 \times 10^{-6} /C^\circ$
- Module de cisaillement  $G= 8 \times 10^4$

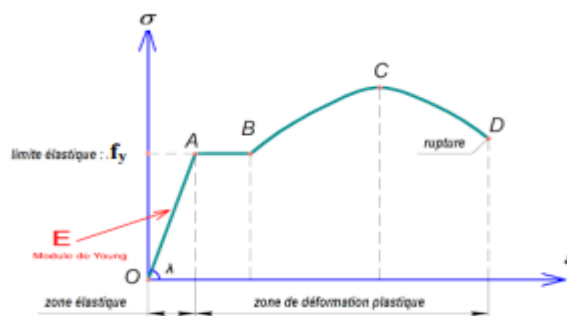


Figure I.3 : courbe contrainte

### b) béton :

Le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Dans le cas structure étudiée, le béton est utilisé pour la partie fondations.

#### Les différentes caractéristiques du béton:

- Masse volumique normale :  $\rho = 2500$  kg/m<sup>3</sup>
- La résistance à la compression :  $F_{c28} = 25$  Mpa
- La résistance à la traction  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$

Tableau I.1. Les caractéristiques du Béton.

La résistance caractéristique à la compression $F_{c28}$ (MPa)	La résistance caractéristique à la traction $F_{t28}$ (MPa) $F_{t28}=0,6+0,06F_{c28}$	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Module d'élasticité E(MPa) $E=\sigma/\epsilon$
25	2,1	2500	32 164 200

## I.8 Les Assemblages :

Un assemblage est dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

Dans le cas de la structure le mode d'assemblages prévue sont :

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

- Boulonnage
- Soudage

## I.9 Règlements techniques utilisés

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont : **DTR.BC.2.2** « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

- **DTR.BC.2.44** Règles de conception des Structures en aciers << **CCM97** >>
- **DTR.BC.2.48** Règles Parasismiques ALGERIENNES << **RPA99/VERSION2003** >>
- **DTR.C.2.47** Règlement Neige et Vent << **RNV2013** >>
- **BAEL91** : Calcul des Structures en béton
- **EUROCODE 3** : Calcul des structures métalliques
- **CTICM** : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulements des ponts roulants.

# Chapitre II : étude climatique

# Chapitre II : étude climatique

## II.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'identification et l'estimation des surcharges climatiques (neige et vent) appliquées à la structure étudiée (voir chapitre 1). Ces charges sont indispensables pour le calcul des efforts que devra supporter. Le dimensionnement complet d'une structure aux surcharges de neige et vent représente une tâche importante dû au grand nombre de zones de vent et de cas de charges qui doivent être considérés dans le calcul.

## II.2. Etude au vent

### a)- effet du site :

le projet est situé a la daïra AZAZGA village taddart , wilaya Tizi-Ouzou, classé en zone **I** , et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{RNV 2013})$$

### b)- catégorie du terrain :

Notre structure elle est implantée dans une zone plate et selon le règlement **RNV2013** le et de catégorie **III**.

**Avec :**

$K_r$  : facteur du terrain

$z_0$ : Coefficient de rugosité

$z_{min}$  : Hauteur minimale

**Tableau II.1** : Paramètres de la catégorie de terrain **III**.

catégorie du terrain	$k_r$	$z_0$	$z_{min}(\text{m})$
<b>III</b>	0.215	0.3	5

### c) Coefficient de topographie :

Dans le cas de la structure étudiée, le site est plat, c.-à-d., le coefficient de topographie  $C_e$  est égale à :

$$C_e = 1 \quad (\text{§2.4.5.2, Chapitre 2 RNV 2013})$$

### II.2.1. Détermination de la pression aérodynamique du vent :

D'après le règlement RNV 2013 les pressions du vent sont calculées à partir de la formule Suivante :

$$w_z = q_{p(z)} x [c_{pe} - c_{pi}]$$

**Avec :**

$q_{p(z)}$  : Pression dynamique du vent calculé à la hauteur  $z$  considérée en (daN/m<sup>2</sup>)

$c_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur.

$c_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.

### II.2.2. Calcul de la pression dynamique de pointe :

# Chapitre II : étude climatique

---

$$q_{p(z)} = q_{réf} \times c_{e(z)}$$

Avec :

$c_{e(z)}$  : Coefficient d'exposition au vent

$Z$  : Hauteur de référence.

a)- Calcul du Coefficient de rugosité  $cr(z)$ :

$$cr(z) = k_t \times \ln \frac{h}{h_0} \quad \text{Pour } h_{min} \leq h \leq 200 \text{ m}$$

$$cr(z) = 0.215 \times \ln \left( \frac{10}{0.3} \right) = 0.754$$

b)- coefficient dynamique :

$$cd = 1$$

c)- coefficient topographique :

$$ct = 1$$

d)- intensité de turbulence :

$$I_V = \frac{1}{c_t \times \ln \left( \frac{h}{h_0} \right)} \quad \text{Pour : } h \geq h_0$$

$$I_V = \frac{1}{1 \times \ln \left( \frac{10}{0.3} \right)} = 0.285$$

e)- Calcul du coefficient d'exposition au vent  $c_{e(z)}$  :

$$c_{ex} = ct^2(z) \times cr^2(z) \times [1 + 7 \times I_V(z)]$$

$$c_{ex} = 1^2 \times 0.754^2 \times [1 + 7 \times 0.285]$$

$$c_{ex} = 1,703$$

f)- la pression dynamique de pointe :

$$q_{p(z)} = q_{réf} \times c_{e(z)}$$

$$q_{p(z)} = 37.5 \times 1,703$$

$$q_{p(z)} = 63,878 \text{ daN/m}^2$$

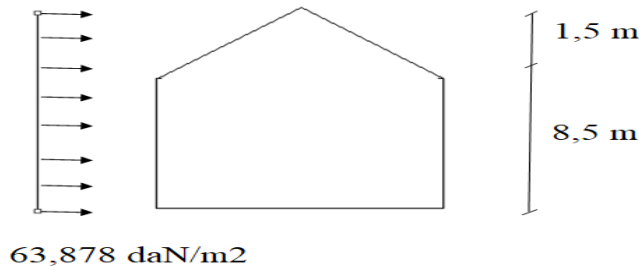


Figure II.1 : la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $Z_e$

II.2.3. Calcul du coefficient de pression extérieure  $c_{pe}$  :

# Chapitre II : étude climatique

Le coefficient de pression extérieure  $c_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 c_{pe} &= c_{pe1} && \longrightarrow S \leq 1m^2 \\
 c_{pe} &= c_{pe1} + (c_{pe10} - c_{pe1}) \log_{10}(s) && \longrightarrow 1m^2 < S < 10m^2 \\
 c_{pe} &= c_{pe10} && \longrightarrow S \geq 10m^2
 \end{aligned}$$

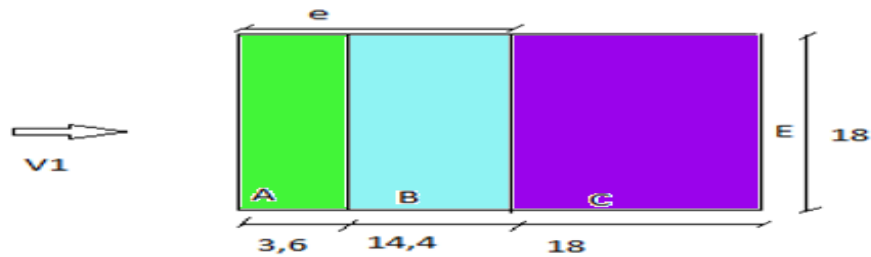
$S$  : Surface chargée de la paroi considérée en  $m^2$

→ **Vent perpendiculaire au pignon**

Pour les parois verticales :

$$d = 36 \text{ m} \quad b = 18 \text{ m} \quad h = 10 \text{ m} \quad ; \quad e = \min [ b ; 2h ] = \min ( 8 ; 20 ) = 18$$

$$d > e \quad \frac{e}{5} = \frac{18}{5} = 3,6 \text{ m} \quad ; \quad \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 18}{5} = 14,4 \text{ m} \quad d - e = 36 - 18 = 18 \text{ m}$$



**Figure II.2** : vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1

**-Calcul des surfaces pour chaque zone :**

**Tableau II.2** : les surfaces des zones chargées pour les parois verticales ( $S$  en  $m^2$ )

ZONE	A	B	C	D	E
$S(m^2)$	30,6	122,4	153	$(18 \times 8,5)(1,5 \times \frac{18}{4}) = 166,5$	166,5
cpe	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

# Chapitre II : étude climatique

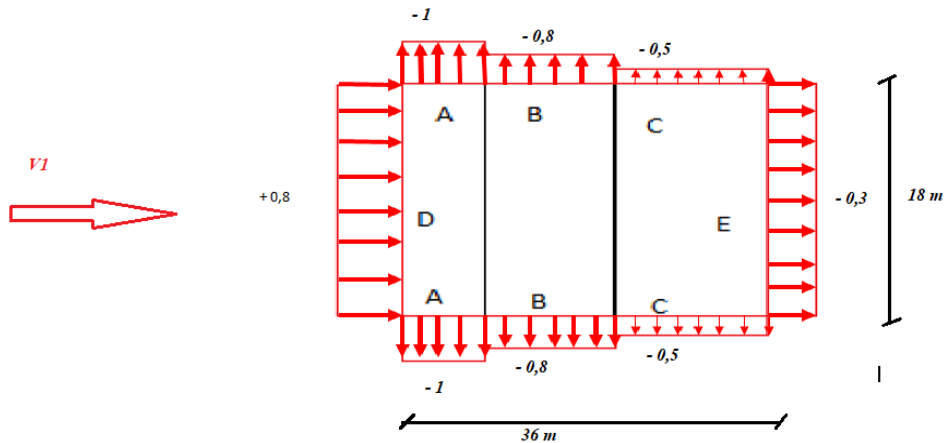


Figure II.3: les valeurs de  $C_{pe}$  dans le cas du vent  $V_1$

### Calcul de $C_{pe}$ pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle  $\theta$ . Pour le cas de la structure étudiée, le vent est perpendiculaire au pignon (sens  $V_1$ ) et parallèle aux génératrices donc :

$$\theta = 90^\circ$$

La toiture est à deux versants avec une pente de 30% ce qui nous donne un angle de :

$$\alpha = 9,46^\circ$$

Pour  $\theta = 90^\circ$ , une représentation détaillée des différentes zones de pression (F, G, H et I) est donnée dans la figure II.4 :

- $e = \min [b ; 2h] = \min [18 ; 20]$   $e/4 = 18/4 = 4,5m$
- $e = 18m$   $e/10 = 18/10 = 1,8m$
- $e/2 = 18/2 = 9m$

Avec :

b= Largeur totale

d= Longueur totale

h= Hauteur totale

# Chapitre II : étude climatique

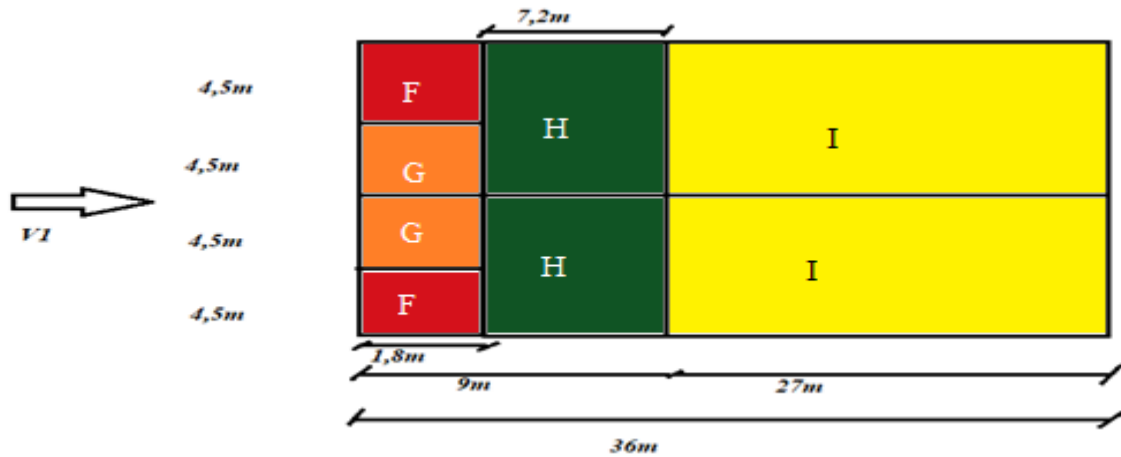


Figure II.4 : la répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.3 : les surfaces des zones chargées pour la toiture ( $S \text{ m}^2$ )

Zones	F	G	H	I
Surface ( $\text{m}^2$ )	8,1	16,2	64,8	243

La zone F et G égale a  $8,1\text{m}^2 < 10\text{m}^2$  .

Interpolation logarithmique :  $c_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log A$

Pour  $\alpha = 5^\circ$ :

$$c_{pe} = -2,2 + [-1,6 - (-2,2)] \log 8,1$$

$$c_{pe} = -1,654$$

Pour  $\alpha = 10^\circ$  :

$$c_{pe} = -2 + [-1,3 - (-2,0)] \log 8,1$$

$$c_{pe} = -1,364$$

Interpolation linéaire :  $f(x) = f(x^0) + \frac{f(x1)-f(x^0)}{x1-x0} * (x - x_0)$

Pour  $\alpha = 9,46^\circ$

Zone : F et G :

$$c_{pe} = -1,654 + \frac{-1,364 - (-1,654)}{15 - 5} * (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -1,524$$

Zone : H :

## Chapitre II : étude climatique

---

$$c_{pe} = -0,7 + \frac{-0,6 - (-0,7)}{15 - 5} * (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -0,65$$

**Zone : I :**

$$c_{pe} = -0,6 + \frac{-0,5 - (-0,6)}{15 - 5} * (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -0,555$$

**Tableau II.4 :** les valeurs de  $c_{pe}$  qui correspondent a chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1

zone	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1,524	-1,52	-0,65	0,55

### II.2.4. Coefficient de pression intérieur $c_{pi}$ :

$$c_{pi} = +0,2 \quad \text{Pression}$$

$$c_{pi} = -0,3 \quad \text{Dépression}$$

### II.2.5. Coefficient de pression intérieure $c_{pi}$ la pression statique de vent :

$$w(z) = q_p(z) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

$$q_p(z) = 63,878 \text{ daN/m}^2$$

**Pour la zone A :**

$$W(z) = 63,878 \times (-1 - 0,2)$$

$$W(z) = -76,65 \text{ daN/m}^2$$

**Pour la zone B :**

$$W(z) = 63,878 \times (-0,8 - 0,2)$$

$$W(z) = -63,878 \text{ daN/m}^2$$

**Pour la zone C :**

$$W(z) = 63,878 \times (-0,5 - 0,2)$$

$$W(z) = -44,714 \text{ daN/m}^2$$

**Pour la zone D :**

$$W(z) = 63,878 \times (+0,8 - 0,2)$$

$$W(z) = 38,326 \text{ daN/m}^2$$

# Chapitre II : étude climatique

---

Pour la zone E :

$$W(z) = 63,878 \times (-0,3 - 0,2)$$

$$W(z) = -31,939 \text{ daN/m}^2$$

Pour la zone F :

$$W(z) = 63,878 \times (-1,524 - 0,2)$$

$$W(z) = -120,46 \text{ daN/m}^2$$

Pour la zone G :

$$W(z) = 63,878 \times (-1,3 - 0,2)$$

$$W(z) = -95,81 \text{ daN/m}^2$$

Pour la zone H :

$$W(z) = 63,878 \times (-0,65 - 0,2)$$

$$W(z) = -54,29 \text{ daN/m}^2$$

Pour la zone I :

$$W(z) = 63,878 \times (-0,55 - 0,2)$$

$$W(z) = -47,90 \text{ daN/m}^2$$

**Tableau II.5:** pression aérodynamique du vent  $\theta = 90^\circ$

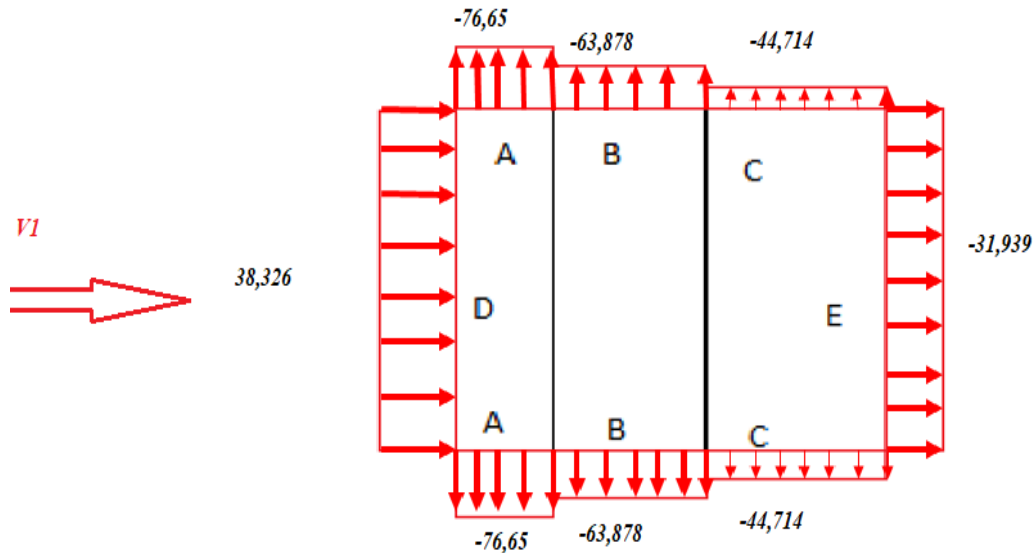
zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	$w(z)$	zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	$w(z)$
A	-1	+0,2	-1,2	-76,65	F	-1,524	+0,2	-1,724	-120,46
B	-0,8	+0,2	-1	-63,878	G	-1,3	+0,2	-1,5	-95,81
C	-0,5	+0,2	-0,7	-44,714	H	-0,65	+0,2	-0,85	-54,29
D	+0,8	+0,2	0,6	38,326	I	-0,55	+0,2	-0,75	-47,90
E	-0,3	+0,2	-0,5	-31,939					

**Tableau II.6 :** dépression aérodynamique du vent  $\theta = 90^\circ$

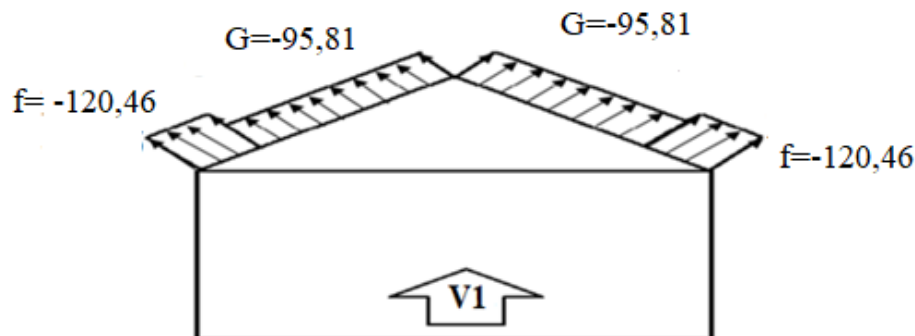
zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	$w(z)$	zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	$w(z)$
A	-1	-0,3	-0,7	-44,71	F	-1,524	-0,3	-1,22	-77,93
B	-0,8	-0,3	-0,5	-31,93	G	-1,3	-0,3	-1	-63,87
C	-0,5	-0,3	-0,2	-12,77	H	-0,65	-0,3	-0,35	-

## Chapitre II : étude climatique

									22,35
<b>D</b>	+0,8	-0,3	+1,1	70,26	<b>I</b>	-0,55	-0,3	-0,25	-15,96
<b>E</b>	-0,3	-0,3	0	0					



**Figure II.5 :** les valeurs de  $w(z)$  qui correspondent a chaque zone des parois verticales, sens **V1**.



**Figure II.6 :** les valeurs de  $w(z)$  qui correspondent a chaque zone des parois verticales, sens **V1**.

- **Perpendiculaire au long-pong :**

Pour cette direction du vent on a :

- **a)- parois vertical :**

➤  $e = \min [b ; 2h] = \min [36 ; 20]$

$e/4 = 20/4 = 5 \text{ m}$

➤  $e = 20\text{m}$

➤  $e > d$       donc :       $C = 0$

$e/10 = 20/10 = 2 \text{ m}$

$d - e/5 = 18 - 4 = 14 \text{ m}$

$e/2 = 20/2 = 10\text{m}$

# Chapitre II : étude climatique

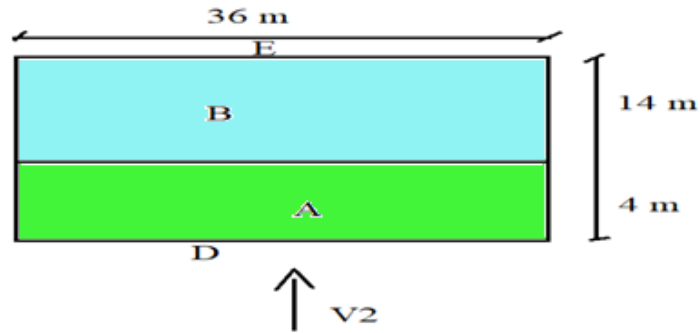


Figure II.7 : vue en plan des zones de pression sur les parois vertical  $V_2$

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zones	A	B	C	D
Surface ( $m^2$ )	35,34	131,16	306	306
$c_{pe}$	-1	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau II.7 : les surfaces des zones chargées pour la toiture ( $S m^2$ )

- b)- versant toiture :

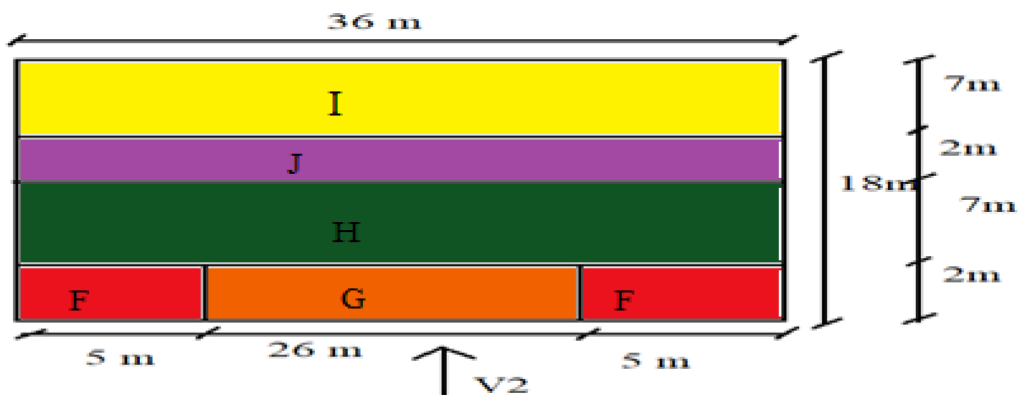


Figure II.8 : vue en plan des zones de pression sur les parois vertical  $V_2$

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.8 : surfaces de chaque zone

zone	F	G	H	I	J
surface	10	72	252	252	72

Pour  $\alpha = 9,46^\circ$  :

$$f(x) = f(x^0) + \frac{f(x_1) - f(x^0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

## Chapitre II : étude climatique

---

**Zone : F**

$$c_{pe} = c_{pe10} = -1,7 + \frac{0,8}{15-5} \times (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -1,328$$

**Zone : G**

$$c_{pe} = c_{pe10} = -1,2 + \frac{0,4}{15-5} \times (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -1,021$$

**Zone : H :**

$$c_{pe} = c_{pe10} = -0,6 + \frac{0,3}{15-5} * (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -0,466$$

**Zone : I :**

$$c_{pe} = c_{pe10} = -0,6 + \frac{0,2}{15-5} * (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -0,51$$

**Zone : J**

$$c_{pe} = c_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,4}{15-5} \times (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = -0,778$$

**$c_{pe+}$  : F ; G; H Action vers le bas :**

$$c_{pe} = 0 + \frac{0,2 - 0}{15-5} \times (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = 0,0892$$

**Zone J :**

$$c_{pe} = 0,2 + \frac{0 - 0,2}{15-5} \times (9,46 - 5)$$

$$c_{pe} = +0,1108$$

zone	F	G	H	I	J
$c_{pe}$	-1,328	-1,021	-0,466	-0,51	- 0,778
	-0,0892	-0,0892	-0,0892	0	0,1108

**Tableau II.9 : les valeurs de  $c_{pe}$  qui correspondent à chaque zone de toiture**

**c)- coefficient de pression intérieure  $c_{pi}$  :**

## Chapitre II : étude climatique

*pression*:  $c_{pi} = +0,2$

*depression* :  $c_{pi} = -0,3$

**Tableau II.10** : Valeur de pression aérodynamique des parois vertical  $\Theta=0^\circ$

zone	qp	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	W(z)
<b>A</b>	63,878	-1	+0,2	-1,2	- 76,65
<b>B</b>	63,878	-0,8	+0,2	-1	-63,87
<b>C</b>	63,878	-0,5	+0,2	-0,7	-44,71
<b>D</b>	63,878	+0,8	+0,2	0,6	38,32
<b>E</b>	63,878	-0,3	+0,2	-0,5	-31,93

**Tableau II.11** : Valeur de pression aérodynamique du versons de toiture  $\Theta=0^\circ$

zone	qp	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	W(z)
<b>F</b>	63,878	-1,328	+0,2	-1 ,528	-97,605
		+0,0892	+0,2	-0,1108	-7,077
<b>G</b>	63,878	-1,021	+0,2	-1,221	-77,995
		+0,0892	+0,2	-0,1108	-7,077
<b>H</b>	63,878	-0,466	+0,2	-0,666	42,542
		0,0892	+0,2	-0,1108	-7,077
<b>I</b>	63,878	-0,51	+0,2	-0,71	-45,353
<b>J</b>	63,878	+0,1108	+0,2	-0,0892	-5,697
		-0,778	+0,2	-0,978	-62,472

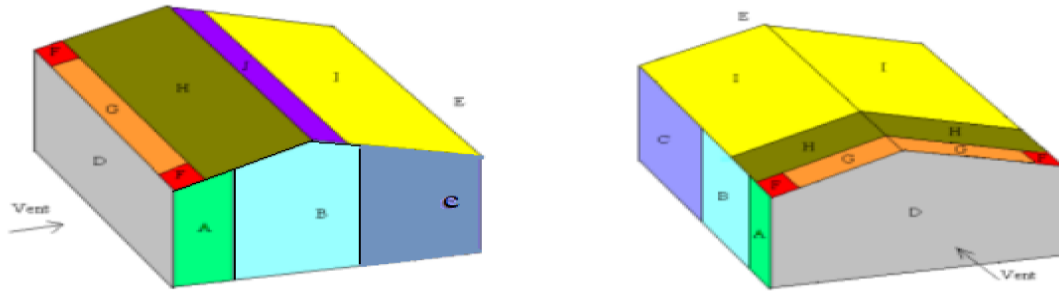
**Tableau II.12**: dépression aérodynamique du vent  $\theta = 0^\circ$

zone	qp	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	W(z)
<b>A</b>	63,878	-1	-0,3	-0,7	- 44,714
<b>B</b>	63,878	-0,8	-0,3	-0,5	-31,939
<b>D</b>	63,878	+0,8	-0,3	1,1	70,265
<b>E</b>	63,878	-0,3	-0,3	0	0

**Tableau II.13** : dépression aérodynamique du vent  $\theta = 0^\circ$

zone	qp	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	W(z)
<b>F</b>	63,878	-1,328	-0,3	-1,028	-65,66
		+0,0892	-0,3	+0,3892	24,86
<b>G</b>	63,878	-1,021	-0,3	-0,721	-46,05
		+0,0892	-0,3	+0,3892	24,89
<b>H</b>	63,878	-0,466	-0,3	-0,166	-10,60
		0,0892	-0,3	+0,3892	24,86
<b>I</b>	63,878	-0,51	-0,3	-0,21	-13,41
<b>J</b>	63,878	+0,1108	-0,3	+0,4108	26,24
		-0,778	-0,3	-0,478	-30,53

# Chapitre II : étude climatique



## II.2.6. Calcul des forces de frottement :

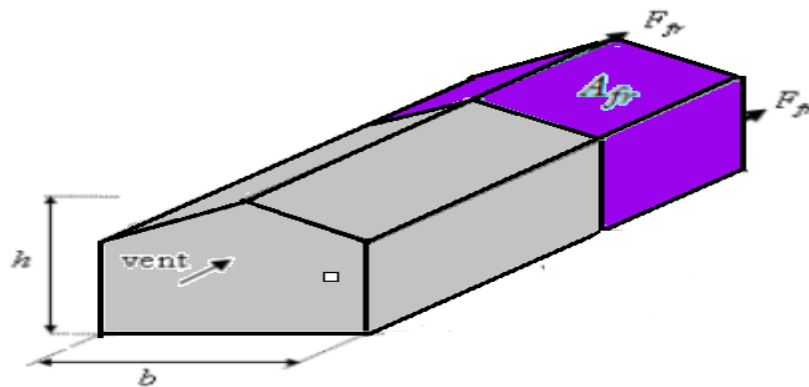
Si :  $S_2 + S_1 \leq 4 S_3$  La force de frottement est négligeable

- La surface des deux parois verticales :

$$S_1 : 8,5 \times 3,6 = 306 \text{ m}^2 \quad S_2 : 9,124 \times 36 = 328,46 \text{ m}^2 \quad S_3 : (8,5 \times 18) + \frac{18 \times 1,5}{2} 166,5 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 = 634,46 \text{ m}^2 \leq 4S_3 = 666 \text{ m}^2$$

La force de frottement est négligeable.



## II.2.7. Action d'ensemble :

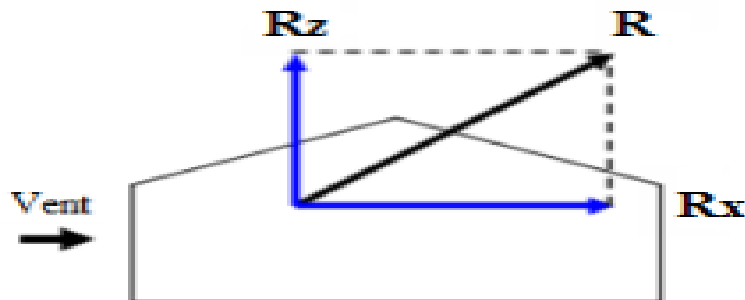


Figure II.9 : force résultante  $F_W$

$$A_{fr} = \left[ \frac{18}{\cos 9,46} + (8,5 \times 2) \times (36 - 34) \right] = 52,248 \text{ m}^2$$

- La force résultante  $\mathbf{R}$  est donné par :

# Chapitre II : étude climatique

$$F_{fr} = 52,248 \times 0,04 \times 63,878 = 133,49 \text{ daN}$$

Direction du vent (v1) :

- Zone F :  $S_{f1} = 1,8 \times 4,5 = 8,1m^2$   
 $S_{f2} = 1,8 \times 4,5 = 8,1m^2$
- Zone G :  $S_G = (4,5 \times 1,8) \times 2 = 16,2m^2$
- Zone H :  $S_H = 18 \times 7,2 = 129,6m^2$
- zone I :  $S_I = 27 \times 18 = 486m^2$

## II.2.8. Calcul de la stabilité d'ensemble : pression intérieure de +0,2

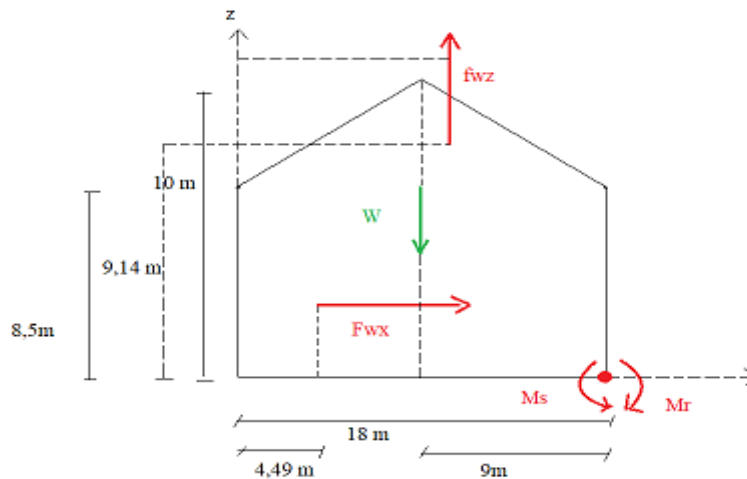


Figure II.10 : stabilité transversale

→ Calcul du moment de renversement :

$$M_R = F_{Wx} \times 7,74 + F_{Wz} \times (18 - 4,49)$$

$$M_R = 15035,55 \times 4,47 + 23717 \times 13,51$$

$$M_R = 391685,177 \text{ daN.m} = 3916,85 \text{ KN.m}$$

→ Calcul du moment stabilisation :

$$M_S = W \times 9.0$$

Avec :  $W=50 \text{ daN/m}^2$

$$W = 50 \times 18 \times 36$$

$$W = 32400 \text{ daN}$$

$$M_S = 32400 \times 9$$

$$M_S = 291600 \frac{\text{daN}}{\text{m}} = 2916 \text{ KN.m}$$

$M_R > M_S$  : La stabilité transversale non vérifiée.

Il faut dimensionner les semelles de fondation de manière à ce que leur poids soit en minimum de :

$$43520,57 - 32400 = 11120,5 \text{ daN}$$

# Chapitre II : étude climatique

Nombre total de poteaux : 14

Le poids minimum d'une semelle :  $\frac{11120}{14} = 794,32 \text{ daN} = 7,94 \text{ KN}$

Le volume de béton nécessaire est de :  $\frac{7,94}{25} = 0,3176 = 0,4 \text{ m}^3$

(Semelle de  $1 \text{ m}^2$  par  $0,4 \text{ m}$  de profondeur)

- **Remarque :**

Poids volumique de béton **25 KN** pour des raisons pratique et de la sécurité.

Poids de la semelle :

$$W_S = 0,4 \times 25 \times 14$$

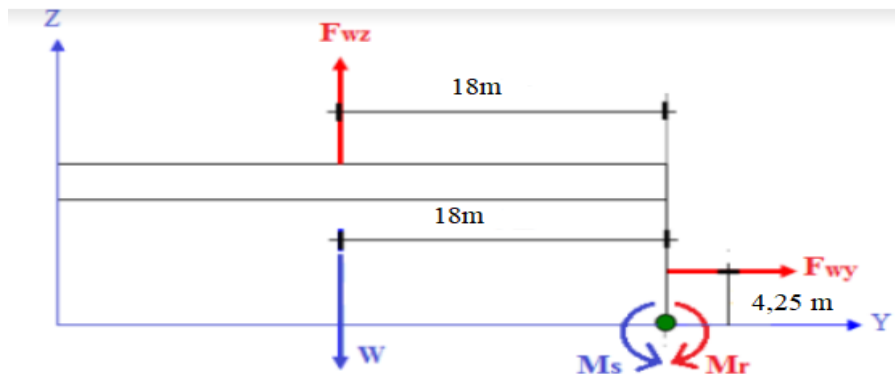
$$W_S = 140 \text{ KN}$$

$$W_r = 324 + 140 = 464 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

$$M_S = 464 \times 9 = 4176 \text{ KN} > M_R = 3916 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

→ **Vérification de la stabilité longitudinale :**



→ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = F_{wy} \times hp/2 + F_{wz} \times d/2$$

$$M_R = 12896 \times 4,25 + 32266 \times 18$$

$$M_R = 635569 \text{ KN.m}$$

$$M_S = W \times d/2$$

$$M_S = 46400 \times 20 = 928000 \text{ KN.m}$$

$$M_S > M_R$$

**Condition vérifiée**

## II.3 Etude à la neige :

L'objectif de cette étude est de définir la valeur représentative de la charge statique de la neige sur toute la surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

### II.3.1 Domaine d'application :

# Chapitre II : étude climatique

Le règlement s'applique à l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m.

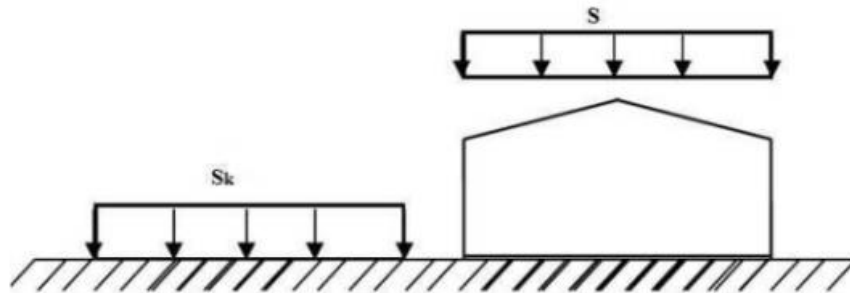


Figure II.11: représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sur le sol.

### II.3.2 La charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude. Tel que présenté dans le chapitre 1, la structure étudiée est classée en zone **A**, selon le **RNVA2013**. Aussi, le site d'implantation de la structure est donné à une altitude de **436 m**.

#### Calcul de la charge de la neige :

D'après le règlement NRV 2013, la charge de la neige (notée  $S_K$ ) est donnée par la formule suivante :

$$S_K = \frac{0,07 H + 15}{100} \quad [\text{kN/m}^2]$$

A.N :

$$S_K = \frac{0,07 \times 436 + 15}{100}$$
$$S_K = 0,455 \text{ kN /m}^2$$

### II.3.3 coefficient de forme de la toiture :

- Ce coefficient est donné en fonction de la forme de la toiture.
- Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants symétrique avec une pente

$$\alpha = 9,46^\circ$$

D'où :  $0 \leq \alpha = 9,46^\circ \leq 30^\circ$

Donc le coefficient de forme est :  $\mu = 0,8$  (RNVA 2013)

### II.3.4 Calcul des charges de neige sur la toiture

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

A.N :

$$S = 0,8 \times 0,455$$
$$S = 0,364 \text{ kN /m}^2$$

# Chapitre II : étude climatique

## II.3.4.1 disposition de charge sans accumulation

$$0 \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 9,46^\circ \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,455 = 0,364 \text{ kN /m}^2 \quad \text{par projection horizontale}$$
$$S = 0,364 \cos (9,46) = 0,359 \text{ kN /m}^2 \quad \text{suivant rampant.}$$

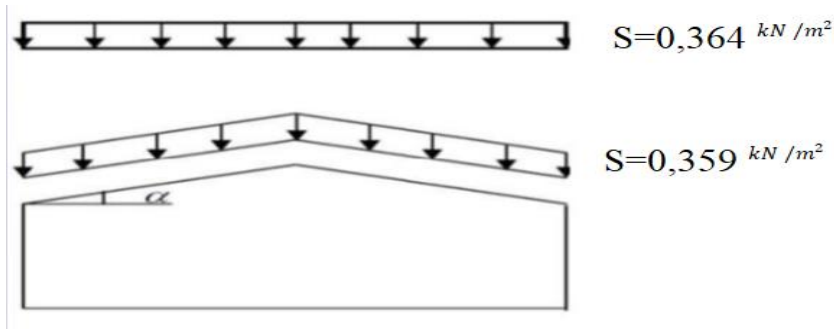


Figure II.12 : charges de neige sans redistribution par le vent.

## II.3.4.2 disposition de charge avec accumulation

$$0 \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 9,46^\circ \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,455 = 0,364 \text{ kN /m}^2$$
$$0,5 \times S = 0,5 \times 0,364 = 0,182 \text{ kN /m}^2$$

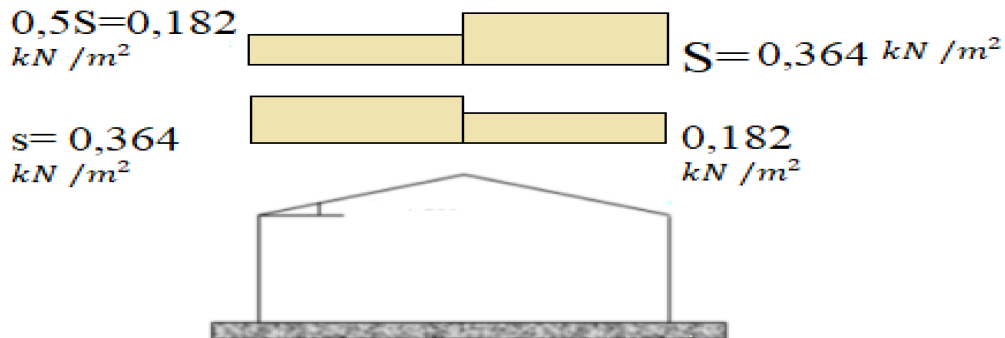


Figure II.13 : charge de neige

## II.4. Conclusion :

Cette étude nous a permis de déterminer tous les efforts (neige et vent) qui pouvant agir sur la structure calculé, ces efforts vont permettre de déterminer les charges pour le pré-dimensionnement des éléments de la structures.

**Chapitre III :**  
**Pré – dimensionnement des**  
**éléments secondaires**

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

### III.introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'identification des profilés qui pouvant résister aux sollicitations (charge et surcharge). A cet effet avant tout calcul une estimation de charge et surcharge revenant à chaque élément est effectué.les pré-dimensionnement de ces éléments sont menés conformément aux code de calcul Euro-code3.

#### III.1 Etude des pannes :

##### III.1.1 définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter les charges et surcharges qui s'appliquant sur la couverture.

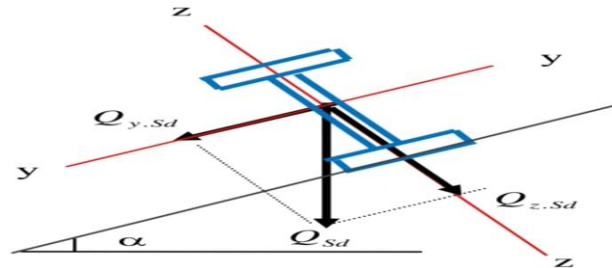
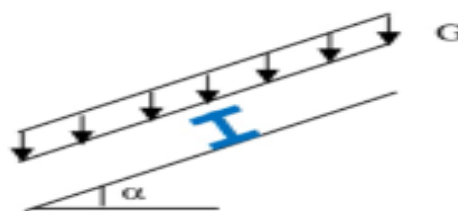


Figure III.1 : disposition de la panne sur la toiture.

##### III.1.2 les données de calcul :

- Les pannes sont en acier S235
- La pente de chaque versant est  $\alpha = 9,46^\circ$ .
- Longueur de chaque panne  $L= 6\text{m}$
- espacement entre chaque panne  $e = 1,82\text{ m}$
- panneau +accessoire :  $12+5\text{ daN}/\text{m}^2$
- poids propre IPE 180 :  $18,8\text{ daN}/\text{m}$

##### a) - Charges permanentes (G) :



$$G=17 \times 1,82 + 18,8$$

$$G= 49.74\text{ daN}/\text{m}$$

##### b) - Surcharges de neige (N) :

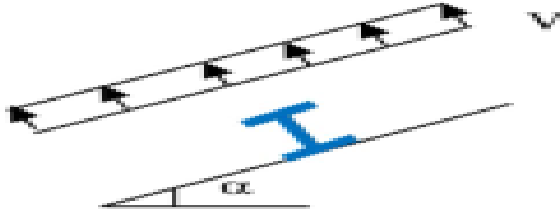
D'après les calculs menés au chapitre 2, la charge de la neige est donné :

$$N = S \times e$$

$$N = 36,4 \times 1,82$$

$$N = 66,248\text{ daN}/\text{ml}$$

##### c) La surcharge du vent (V) :



La panne la plus sollicitée (zone F et H)

$$V = \frac{(120,46 \times 1,8) + (54,22 \times 4,2)}{6}$$

$$V = 74,092 \times 1,82$$

$$V = 134,84 \text{ daN/ml}$$

d) *Surcharge d'entretien E :*

$$P_{eq} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

$$E = 60 \times 1,82 = 109,2 \text{ daN/ml}$$

### III.1.3 combinaisons des charges :

Action vers le bas :

- Poids propre et surcharge d'entretien  $Q_{sd1}$

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E$$

$$Q_{sd1} = (1,35 \times 49,74) + (1,5 \times 109,2)$$

Donc :

$$Q_{sd1} = 67,149 + 163,8$$

$$Q_{sd1} = 230,949 \text{ daN/ml}$$

- Poids propre et surcharge d'entretien  $Q_{sd2}$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N$$

$$Q_{sd2} = (1,35 \times 49,74) + (1,5 \times 66,248)$$

$$Q_{sd2} = 67,149 + 99,372$$

$$Q_{sd2} = 166,521 \text{ daN/ml}$$

- Combinaison plus défavorable  $Q_{sd}$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}; Q_{sd2})$$

$$Q_{sd} = 230,949 \text{ daN/ml}$$

Action vert le haut  $\uparrow$  :

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{zsd} = (49,74 \times \cos 9,46) - (1,5 \times 134,84)$$

$$Q_{zsd} = 49,043 - 202,26$$

$$Q_{zsd} = -153,217 \text{ daN/ml}$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{y_{sd}} = 1,35G \sin \alpha$$

$$Q_{y_{sd}} = 1,35 \times 49,74 \times \sin(9,46)$$

$$Q_{y_{sd}} = \mathbf{11,036 \text{ daN/ml}}$$

### Remarque :

D'après le règlement (DTR B.C.2.2), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien

Les combinaisons les plus défavorable à retenir pour les calcule sont :

- **Action vers le bas :** vérification de la résistance en section

$$Q_{sd} = \mathbf{230,949 \text{ daN/m}}$$

- **Action vers le haut :**

$$Q_{zsd} = -153,217 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y_{sd}} = \mathbf{11,036 \text{ daN/m}}$$

### III.1.4 vérification à la sécurité

#### III.1.4.1 vérification à L'ELU :

La section considérée pour cet élément est un IPE180 dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau suivant

Profilé IPE 180								
G kg/m	h mm	b mm	$t_w$ mm	$t_f$ mm	hi mm	d mm	$I_t$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$I_w$ mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>
18,8	180	91	5,3	8	164	146	4,79	7,43
A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	$A_{vz}$ mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>		$I_y$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$W_{ply}$ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	$i_y$ mm x10	$I_z$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$W_{plz}$ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	$i_z$ mm x10
23,9	11,3		1317	166,4	7,42	100,9	34,6	2,05

#### III.1.4.1.1 vérification à la flexion

La vérification à la flexion est menée selon la condition suivante :

$$\left( \frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les Section I et H :  $\alpha = 2$  et  $B = 5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;rd}}$$

Dans ce calcul l'effort normal  $N_{sd}=0$

Donc :  $\beta=1$

Sous la combinaison

$$Q_{sd} = 230,949 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 230,949 \times \sin 9,64$$

$$Q_y = 37,958 \text{ daN/ml}$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{z;sd} = Q_{sd} \times \cos\alpha = 230,949 \times \cos 9,64$$

$$Q_y = 227,808 \text{ daN/ml}$$

**Poutre sur deux appuis :**

**On a :**

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times l^2}{8} = \frac{227,808 \times 6^2}{8}$$

Ce qui donne :

$$M_{y;sd} = 1025,136 \text{ daN.ml}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{37,958 \times (6/2)^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 42,702 \text{ daN.ml}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23,50}{1,1}$$

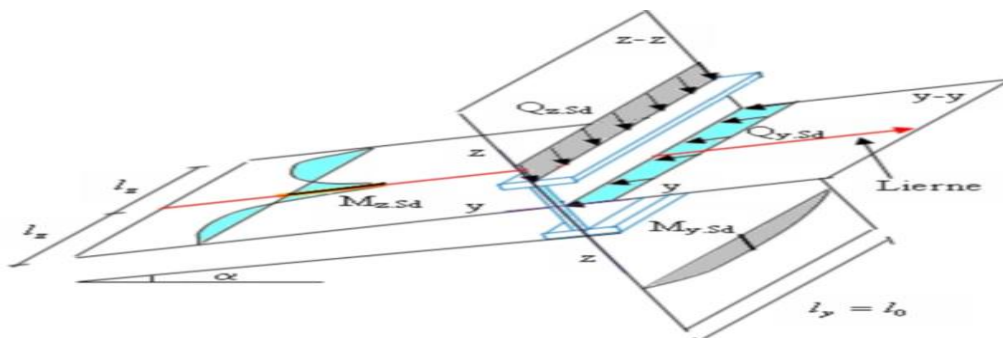
$$M_{ply;rd} = 3546,363 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z*} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,6 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{plz;rd} = 739,181 \text{ daN.m}$$

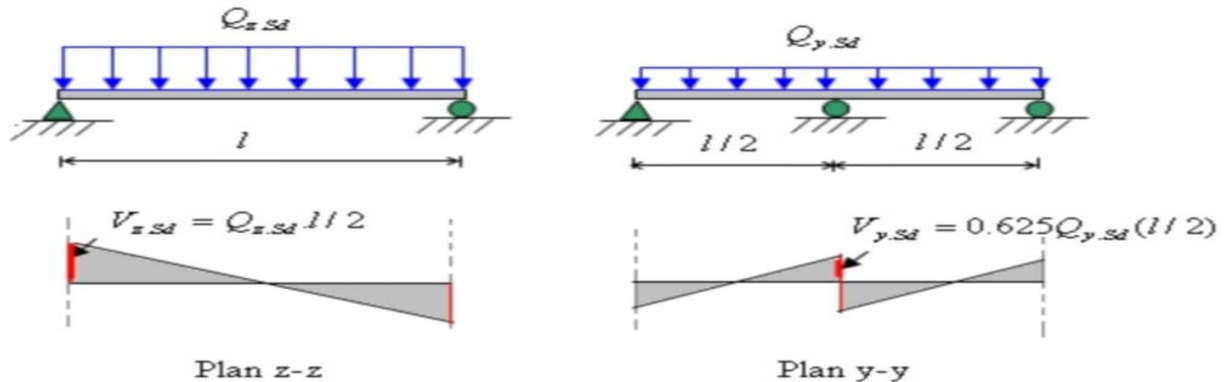
$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}}\right)^\beta = \left(\frac{1025,136}{3546,363}\right)^2 + \left(\frac{42,702}{739,181}\right)^1 = 0,14 < 1$$

**Condition vérifiée**



## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

### III.1.4.1.2. Vérification au cisaillement :



La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \Leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} \times l}{2} \leq \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{227,808 \times 6}{2} = 683,424 \text{ daN}$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{11,3 \times (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 13937,760 \text{ daN}$$

$$v_{z;sd} = 683,424 \text{ daN} < v_{plz;rd} = 13937,7 \text{ daN}$$

**Condition vérifiée**

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \Leftrightarrow 0.625 Q_{y;sd} (l/2) \leq \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625 Q_{y;sd} (l/2) = 0.625 \times 37,958 \times \frac{6}{2} = 71,171 \text{ daN}$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{12,6 \times (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 15541,219 \text{ daN}$$

$$v_{y;sd} = 71,171 < v_{ply;rd} = 15541,219 \text{ daN}$$

**Condition vérifiée**

### III.1.4.1.3. Vérification au déversement :

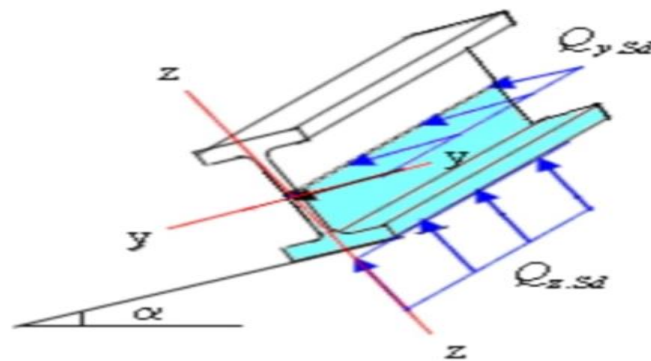
## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumise à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées. Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale. La semelle supérieure: La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement.

### La semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant-elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée. L'Eurocode 3 nous donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$



### ▢ Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times l^2}{8} = \frac{153,2 \times 6^2}{8} = 689,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{11,036 \times 3^2}{8} = 12,415 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{166 \times 23,5}{1,1} = 3546,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z*} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{34,6 \times 23,5}{1,1} = 739,181 \text{ daN.m}$$

- **Calcul du moment critique  $M_{cr}$ :**

Afin de simplifier les calculs, on suppose que la charge est appliquée au centre de gravité de la section et uniformément répartie le long de l'élément.

$$M_{Cr} = c_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{Cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 101}{600^2} \sqrt{\frac{7430}{101} + \frac{600^2 \times 8000 \times 4,74}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 101}}$$

$$M_{Cr} = 1772,15 \text{ daN.m}$$

### Calcul de l'élancement géométrique $\bar{\lambda}L_t$ :

On a une section de classe 1 donc on utilise  $W_{ply}$ .

$$\bar{\lambda}L_t = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{166 \times 23,5}{1772,15}} = 1,48 \quad (\text{plus conservation})$$

On a  $h/b = 180/91 = 1,978 < 2$

**Courbe de flambement a  $\rightarrow \chi_{Lt} = 0.3810$**

$$M_{b,Rd} = \chi_{Lt} \times M_{ply,Rd} = 0.3810 \times 3546,36$$

$$M_{brd} = 1351,16 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{1025,136}{1351,16} + \frac{42,702}{739,181} = 0.8 < 1 \quad \text{Condition vérifié.}$$

### III.1.4.2. Vérification à l'état limite de services (ELS) :

#### III.1.4.2.1. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés).

$$Q_{sd} = G + E = 49,74 + 109,2$$

$$Q_{sd} = 158,94 \text{ daN/ml}$$

On retient la combinaison la plus défavorable :

$$Q_{sd} = 158,94 \text{ daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{z,sd} = 158,94 \text{ daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{y,sd} = 158,94 \sin 9,46$$

$$Q_{y,sd} = 26,12 \text{ daN/ml}$$

➤ **Condition de vérification :**

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

F : flèche de barre

$f_{adm}$  : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{admz} = 3 \text{ cm}$$

➤ **Flèche verticale suivant (z-z) :**

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z;sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{158,94 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 1317} = \mathbf{0,968cm} < f_{ad} = \mathbf{3cm}.$$

➤ Flèche latérale suivant (y-y) :

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y;sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{26,12 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 101}$$

$$f_y = \mathbf{0,052cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200}$$

$$f_{admy} = \mathbf{1,5 cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{26,12 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 44,9} = \mathbf{0,11cm} < f_{ad} = \mathbf{1,5cm}$$

Tableau III.1 : Caractéristique de l'IPE140

g(kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	d(mm)
12,9	140	73	4,7	6,9	16,4	112,2

### III.2. Calcul des liernes

#### III.2.1. Définition :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes.

#### III.2.2. Calcul structural :

Calcul de la lierne la plus chargée

→ La réaction R au niveau de la lierne :

On a :

$$Q_{sd} = \mathbf{230,94 daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = Q_{sd} \times \sin 9,46 = 230,94 \times \sin 9,46$$

$$Q_{y;sd} = \mathbf{37,95 daN.ml}$$

$$R_y = 1,25 Q_{y;sd} \times l_z = 1,25 \times 37,95 \times 3$$

$$R_y = \mathbf{142,33 daN}$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

---

- Effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{142,33}{2}$$
$$T_1 = 71,16 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon  $L_2$  :

$$T_2 = R_y + T_1 = 142,33 + 71,16$$
$$T_2 = 213,49 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon  $L_3$  :

$$T_3 = R_y + T_2 = 142,33 + 213,49$$
$$T_3 = 355,82 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon  $L_4$  :

$$T_4 = R_y + T_3 = 142,33 + 355,82$$
$$T_4 = 498,15 \text{ daN}$$

- Effort dans la diagonale  $L_5$  :

$$2T_5 \times \sin\theta = T_4$$
$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{1,82}{3} = 31,21^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2\sin\theta} = \frac{498,15}{2 \times \sin 31,21} = 480,67 \text{ daN}$$

→ Déterminer le diamètre des liernes :

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

Le tronçon le plus sollicité est le  $L_4$  donc :

$$T_4 = N_{sd} = 498,15 \text{ daN}$$

On a :

$$N_{t,rd} = N_{pl,rd} = A \times f_y \times \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{498,15 \times 1,1}{2350} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,23 \text{ cm}^2$$

On a aussi :

$$A = \frac{\pi\theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,23 \times 4}{\pi}} = 0,54 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de  $\varnothing = 10 \text{ cm}$

### III.3. Lisses de bardage :

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

### III.3.1. Définition :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages), et les charges s'appliquant sur ces bardages (pression ou dépression du vent).

### III.3.2. Calcul des efforts pondérés agissant sur la lisse :

#### III.3.2.1. Évaluation des charges et surcharges :

- Bardage + Accessoire ..... 17.0 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse (UPN 140) ..... 16daN/m
- L'entre axe des lisses ..... 1,7m
- L=6m sur le long pan

#### a)- charges permanentes :

$$G = (17 \times 1,7) + 16 = 44,9 \text{ daN/ml}$$

#### b)- surcharges climatiques du vent :

Longueur des lisses suivant pignon et long pan sont les même L=6m

$$V = \frac{76,65 \times 3,6 + 2,4 \times 63,87}{6} = 72,60$$

$$V = 72,60 \times 1,7 = 123,42 \text{ daN/m}^2$$

#### → Combinaison de charge les plus défavorable :

$$\rightarrow Q_{y.sd} = (1.35G) = 60,610 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow Q_{z.sd} = (1.5V) = 185,13 \text{ daN/ml}$$

Vérification à l'ELU :

On choisie UPN140 par tâtonnement : classe de la section est de classe 1

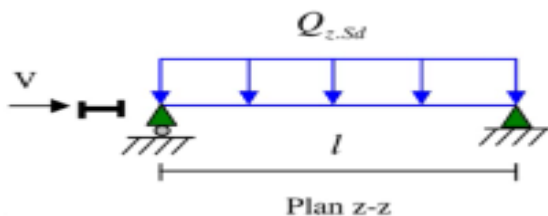
#### ➤ Vérification à la flexion

$$\left( \frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Dans notre cas  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  avec  $N_{sd} = 0$

$$\beta = 1$$

- Poutre sur deux appuis :

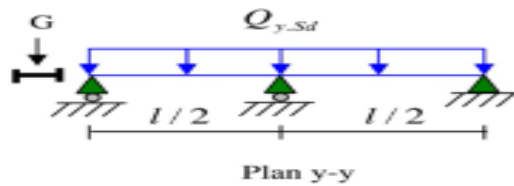


$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times l^2}{8} = \frac{185,13 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 833,085 \text{ daN.m}$$

- Poutre sur trois appuis

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires



$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{60,61 \times 3^2}{8}$$

$$\mathbf{M_{z;sd} = 68,18 \text{ daN.m}}$$

- Calcul de moment résistant :

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{103 \times 23,50}{1,1}$$

$$\mathbf{M_{ply;rd} = 2200,45 \text{ daN.m}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{28,3 \times 23,50}{1,1}$$

$$M_{plz;rd} = 604,59 \text{ daN.m}$$

→ Vérification à la flexion déviée :

On a une section en I et l'effort normal  $N = 0$ , donc  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}}\right)^\beta = \left(\frac{833,085}{2200,45}\right)^2 + \left(\frac{68,18}{604,59}\right)^1 = 0,38 < 1$$

→ Vérification au cisaillement :

- La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \Leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} \times l}{2} \leq \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times l}{2} = \frac{185,13 \times 6}{2} = 555,39 \text{ daN}$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10,41 \times (23,50/\sqrt{3})}{1,1} = 12840 \text{ daN}$$

$$\mathbf{v_{z;sd} = 555,39 \text{ daN} < v_{plz;rd} = 12840 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifié}}$$

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \Leftrightarrow 0,625 Q_{y;sd} (l/2) \leq \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625 Q_{y;sd} (l/2) = 0,625 \times 60,615 \times 3 = 113,653 \text{ daN}$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{12 \times (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 14801,16 \text{ daN}$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$v_{y;sd} = 113,653daN < v_{ply;rd} = 14801,16daN$$

Condition vérifiée

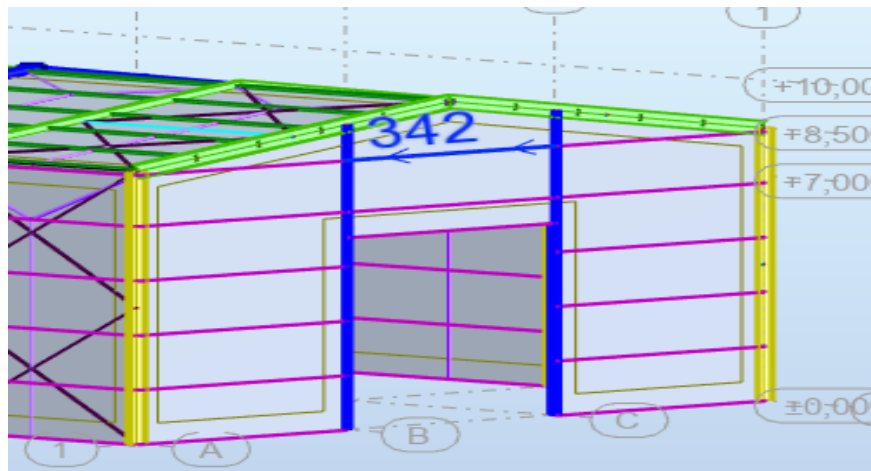
### III.4. calcul des potelets

#### III.4.1 Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux du vent.

Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues aux poids propre du bardage, des lisses de bardage, et celui du potelet lui-même.



#### III.4.2 Les données :

- La longueur de la lisse  $L = 6m$ .
- L'entre axe des potelets  $e = 6m$ .
- Nombre de lisses supportées par le potelet ( $n=4$ ).
- Poids propre de bardage + accessoire de pose.....17.0daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose.....5.0daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse (UPE140) .....16daN/m

#### III.4.3 Calcul des charges et surcharges :

##### a) Charges permanents $G$ :

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + A_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$
$$G = (16 \times 6 \times 4) + (17) \times 57 = 1353daN$$

##### b) Surcharge climatique $V$ :

$$V = W \times e$$
$$V = 70,26 \times 6$$
$$V = 421,56 daN/m$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

### III.4. 4 Conditions de la flèche :

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times l^4}{E \times I_y} \leq F_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$l = 9,5m$$

$$\frac{5}{384} \times \frac{V_n \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{421.56 \times 10^{-2} \times 950^3}{2.1 \times 10^6}$$

On a :

$$I_y \geq \mathbf{4482,08 \text{ cm}^4}$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de  $I_y$  supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Puisque  $I_y = \mathbf{4482,08 \text{ cm}^4}$  donc on opte pour un profilé qui a  $I_y$  égale ou supérieur a la valeur trouvé donc  $I_y$  **HE200B** = 5696  $\text{cm}^4$

**Tableau III.2** : Dimension et caractéristique du HEB200

Profilé HEB200								
G kg/m	h mm	b mm	$t_w$ mm	$t_f$ mm	hi mm	d mm	$I_t$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$I_w$ mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>
61.3	200	200	9	15	170	134	59.28	171.1
A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	$A_{vz}$ mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	$A_{vy}$ mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	$I_y$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$W_{ply}$ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	$i_y$ mm x10	$I_z$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$W_{plz}$ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	$i_z$ mm x10
78.1	24.83	53.27	5696	642.5	8.54	2003	305.8	5.07

Calcul de la charge permanent G (avec HEB200)

$$G = 1353 + (P_{\text{profilé}} \times h_{\text{profilé}}) = 1353 + (61,3 \times 9,5)$$

$$G = \mathbf{1935,35 \text{ daN}}$$

### III.4.5. Vérification à l'ELU :

#### III.4.5.1. Vérification de la section à la résistance :

##### 1. Incidence de l'effort normal :

Si :

$$N_{sd} \leq \min \left( 0.25 \cdot N_{pl,Rd} ; 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1935.35 = 2612,72 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{78.1 \times 2350}{1.1} = 166850 \text{ daN}$$

$$0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 0.25 \times 166850 = 41712.5 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 78.1 - 2 \times 20 \times 1.5 = 18.1$$

$$0.5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 18.1 \times \frac{2350}{1.1} = 19334.091 \text{ daN}$$

D'où :

$$N_{sd} = 2612,72 \text{ daN} \leq \min(41712.5; 19334.091) = 19334.091 \text{ daN}$$

On a :

$$2612,72 \text{ daN} < 19334.091 \text{ daN}$$

**Condition vérifiée.**

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

### 2. Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{z.sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$Q_{z.sd} = 1.5 \cdot V = 1.5 \times 421.494 = 632.241 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l}{2} = \frac{632.241 \times 9.5}{2} = 3003,615 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{24.83 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 30626.07 \text{ daN}$$

D'où :

$$V_{z.sd} = 3003,615 \text{ daN} < 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 15313,035 \text{ daN}.$$

On a :

$$15313,035 \text{ daN} > 3003,615 \text{ daN}$$

**Condition vérifiée**

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant.

### • Vérification à la flexion :

$$M_{y.sd} \leq M_{cy.Rd}$$

$M_{cy,rd}$  : C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{cy.Rd} = M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{642.5 \times 2350}{1.1} = 13726.136 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1.5 \cdot V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \times 421,56 \times 9.5^2}{8} = 7133,58 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 7133,58 \text{ daN.m} < M_{cy.Rd} = 13726.136 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

### III.4.5.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

#### • Le flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} \leq 1.0$$

#### • Le déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} \leq 1.0$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

→ *Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :*

On lit la valeur de  $\chi_y$  et  $\chi_z$  directement dans le tableau en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_y$  Et  $\bar{\lambda}_z$  et de la courbe de flambement appropriée.

$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$  Avec :  $\chi_{min} \leq 1$

**Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$
$$\varphi_y = 0.5 \left( 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y^2) \right)$$
$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$\beta_A = 1$  ; pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{950}{8.54} = 111,24$$
$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$
$$\bar{\lambda}_y = \frac{111,24}{93.9} = 1,18$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1.2 \rightarrow \text{Axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe b} \quad \alpha_y = 0.34$$

$\alpha$  : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\varphi_y = 0.5 \left( 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y^2) \right) = 0.5(1 + 0.34(1.18 - 0.2) + (1.18^2)) = 1,362$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.336 + (1.336^2 - 1.18^2)^{0.5}} = 0.4896$$

$\bar{\lambda}_y = 1.16 \rightarrow \chi_y = 0.4896$  (Tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b).

**Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{170}{5.07} = 33.53$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{33,53}{93.9} = 0.35$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe c} \quad \alpha_z = 0.49$$

$$\varphi_z = 0.5 \left( 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z^2) \right) = 0.5(1 + 0.49(0.35 - 0.2) + (0.35^2)) = 0.598$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.598 + (0.598^2 - 0.35^2)^{0.5}} = 0.9234$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

$\bar{\lambda}_z = 0.42 \rightarrow \chi_z = 0.9234$  (Tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b).

**Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{C_1 \times 0.5 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.5}} = \frac{\frac{170}{5.07}}{1.132 \times 0.5 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{170/5.07}{200/15} \right)^2 \right]^{0.5}} = 51,633$$

$C_1 = 1.132$  Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] = \left[ \frac{51,633}{93.9} \right] = 0.549 > 0.4 \text{ il y a un risque de déversement}$$

Courbe de déversement :

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau de valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 2 \rightarrow \text{Courbe de déversement (a)} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

Où :  $\alpha_{LT}$  est le facteur d'imperfection donné dans le tableau 2 en fonction de la courbe de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.549 - 0.2) + 0.549^2 \right] = 0,6873$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.6873 + (0.6873^2 - 0.549^2)^{0.5}} = 0.9084$$

**Calcul des coefficients K :**

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \times \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.rd}} \right]$$

Où :

$C_{my}$  est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (voir annexe)

Charge uniformément répartie :

$$C_{my} = 0.95 + 0.05 \times \alpha_h \text{ Ou : } \alpha_h = \frac{M_h}{M_s} \text{ avec : } |M_h| < |M_s|$$

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{0.0}{M_s} = 0.0 \rightarrow C_{my} = 0.95$$

$$C_{mLT} = C_{my} = 0.95$$

## Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaires

---

$$k_{yy} = \min \left[ \begin{array}{l} 0.95 \left( 1 + [1.16 - 0.2] \frac{2612,72}{39995,31} \right) \\ ; 0.95 \left( 1 + 0.8 \frac{2612,72}{39995,31} \right) \end{array} \right].$$

$$k_{yy} = \min[1.01 ; 0.99] = 0.99$$

Coefficient d'interaction (Eurocode 3)

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \times 0.35}{0.95 - 0.25} \times \frac{2612,72}{154069,29} ; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{2612,72}{154062,29} \right].$$

$$k_{zy} = \max[0.99 ; 0.99] = 0.99.$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply.Rd} = 0.9234 \times 13726,13 = 12674,708 \text{ daN.m}$$

Vérification de flambement selon y-y :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} = \frac{2612,72}{81689,76} + 0,99 \times \frac{7133,58}{12674,708} = 0.589 < 1.0 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification de flambement selon z-z :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} = \frac{2612,72}{154069,29} + 0,99 \times \frac{7133,58}{12674,708} = 0.5731 < 1.0$$

**Condition Vérifiée**

### III .5 conclusion

L'étude que j'ai effectuée nous a permis de déterminer les différentes sections de profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à la sollicitation du vent, et supporter leurs poids propres.

**Chapitre IV : étude de  
contreventement**

## Chapitre IV : étude de contreventement

### IV.1. Introduction :

Ce chapitre aborde en détail les différents types de contreventement, en distinguant ceux dédiés à la toiture et ceux s'appliquant à d'autres parties de la structure. Les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

### IV.2. Type de contreventement :

On distingue deux types de contreventement :

- Contreventement de toiture (poutre au vent) : leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations, ils sont disposés suivant les versants de toiture et placés le plus souvent dans les travées de rive.
- Contreventement de façade (palée de stabilité) : la palée de stabilité est un contreventement destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

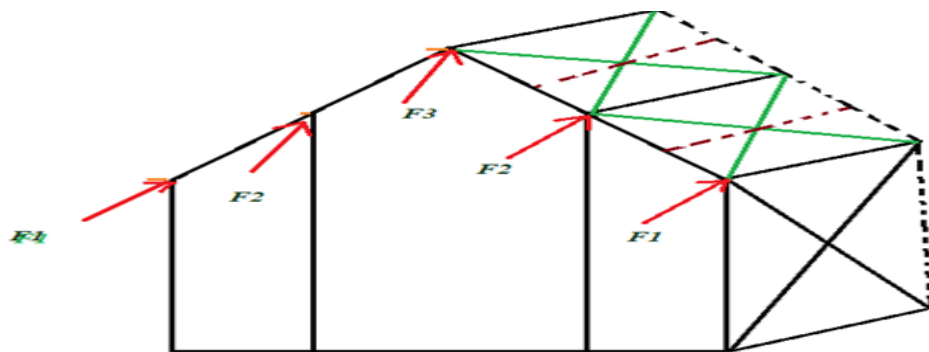


Figure IV.1 : Représentation des efforts horizontaux

### IV.3. Disposition des contreventements :

Les contreventements de la structure étudiée sont disposés suivant les versants de la toiture dans les deux travées de rive.

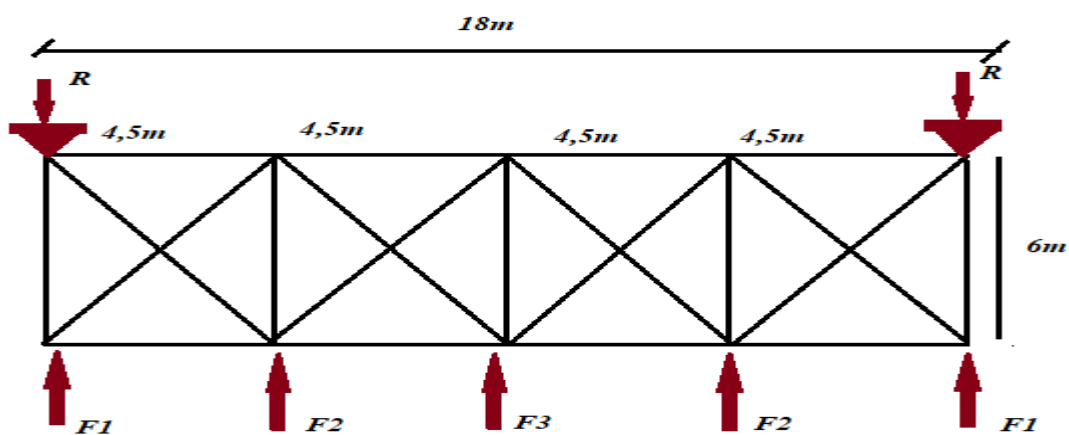


Figure IV.2: schéma statique de la poutre au vent

## Chapitre IV : étude de contreventement

### IV.4. Calcul des efforts horizontaux $F_i$ :

$$V = w(z) = 63,87 \times 1,1 = 70,26 \text{ daN/m}^2$$

$$F1 = \left( v \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F1 = \left( 70,26 \times \frac{8,5}{2} \times \frac{18}{8} \right) + \frac{133,49}{8}$$

$$F1 = (70,26 \times 4,25 \times 2,25) + 16,68$$

$$\mathbf{F1 = 688,54 \text{ daN}}$$

$$F2 = \left( v \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F2 = \left( 70,26 \times \frac{9,25}{2} \times \frac{18}{4} \right) + \frac{133,49}{4}$$

$$\mathbf{F2 = (70,26 \times 4,625 \times 2,25) + 33,37}$$

$$\mathbf{F2 = 764,51 \text{ daN}}$$

$$F3 = \left( v \times \frac{3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F1 = \left( 70,26 \times \frac{10}{2} \times \frac{18}{8} \right) + \frac{133,49}{4}$$

$$\mathbf{F3 = 1614,22 \text{ daN}}$$

### IV.4.1. Calcul des réactions d'appuis :

- Par la méthode des coupures :

$$Fd \cdot \cos\theta + F1 = R \quad \text{d'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta}$$

$$\text{avec : } R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2}$$

$$R = \frac{2 \times 688,54 + 2 \times 764,51 + 1614,22}{2}$$

$$R = \frac{1377,08 + 1529,02 + 1614,22}{2}$$

$$\mathbf{R = 2260,16 \text{ daN}}$$

$$\text{Tg}\theta = \frac{4,5}{6} \rightarrow \arctan \frac{4,5}{6} = 36,86^\circ \quad \text{d'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2260,16 - 688,54}{\cos 36,86}$$

## Chapitre IV : étude de contreventement

$$F_d = 1964,53 \text{ daN}$$

### IV.4.2. Effort de traction dans les diagonales :

Suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Pour ce cas de calcul, seul les diagonales tendues sont prises en considération.

#### a) section de la diagonale :

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 1964,52$$

$$N_{sd} = 2946,78 \text{ daN}$$

Calcul de la section brute  $A$  :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$
$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2946,78 \times 1,1}{2350} = 1,38 \text{ cm}^2$$

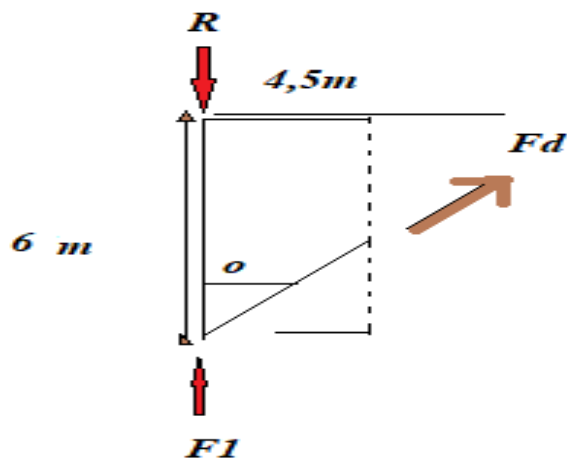


Figure IV.3 : l'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité

On opte pour une cornière de **L45x45x5** d'une section  $A = 4,30 \text{ cm}^2$

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 4,30 - 0,5 \times 1,3$$

$$A_{net} = 3,65 \text{ cm}^2$$

## Chapitre IV : étude de contreventement

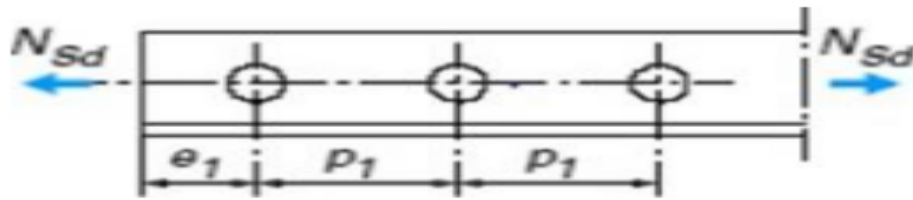


Figure IV.4 : la plaque de la cornière.

### IV.4.3. Vérification a la résistance ultime de la section nette

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où  $\beta$  est le coefficient minorateurs donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P1 des trous.

**Tableau IV 1: coefficients minorateurs  $\beta_2$  et  $\beta_3$**

Tableau- coefficients min orateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe P1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5 d_0$
(2boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Attache de 3 boulons et plus :       $p = 100 \text{ mm}$ ,       $e = 25 \text{ mm}$

$$p_1 = 100 > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

Avec :

$d_0 = 13 \text{ mm}$ . Diamètre des trous

Donc :       $\beta = \beta_3 = 0,7$

$$N_{u,rd} = \frac{0,7 \times 3,65 \times 3600}{1,25} = 7358,4 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 2946 \text{ daN} < N_{u,rd} = 7358,4 \text{ daN}$       **Condition Vérifiée**

Une cornière de 45 x 45 x5 avec boulon de 12 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

### IV.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) a la résistance :

Les formules de vérifications sont les suivantes :

a) flexion composée déviée

## Chapitre IV : étude de contreventement

---

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Pour les Section I et H :  $\alpha = 2$  et  $B = 5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;rd}}$$

### Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire

G= 49,74 daN/ml

N= 66,248 daN/ml

V'= F2= 764,51 daN.

### Combinaisons de charge :

$$Q_{sd} = 1,35 G + 1,35N + 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1,35 G + 1,35N \downarrow$$

$$Q_{sd} = 1,35V \rightarrow$$

$$Q_{sd} = 1,35 \times 49,74 + 1,35 \times 66,24 = 156,57 \text{ daN}$$

$$Q_{z;sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 156,57 \cos 9,46 = 154,44 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times l^2}{8} = \frac{154,44 \times 6^2}{8} = 694,9 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y;sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 154,44 \sin 9,46 = 25,38 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{25,38 \times 3^2}{8} = 28,55 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35V = 1,35 \times 764,51 = 1032,08 \text{ daN}$$

$$M_{ply;rd} = 3546,363 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz;rd} = 739,181 \text{ daN.m}$$

$$N_{plz;rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,9 \times 2350}{1,1} = 51059,09 \text{ daN}$$

### Incidence de l'effort normal :

Si :

$$N_{sd} \leq \min \left( 0,25 \cdot N_{pl;Rd} ; 0,5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$0,25 \cdot N_{pl;Rd} = 12764,77 \text{ daN}$$

## Chapitre IV : étude de contreventement

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 9,34 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 9,34 \times \frac{2350}{1.1} = 9976,8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1032,08 \text{ daN} < \min(12764,77; 9976,8) = 9976,8 \text{ daN}$$

**1032,08 daN < 9976,8 daN**

**Condition vérifiée**

$$\left( \frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta = \left( \frac{694,9}{3546,36} \right)^2 + \left( \frac{28,55}{739,18} \right)^1 = 0,07 < 1$$

**IV.6. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7,42} = 80,86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80,86}{93,9} = 0,86$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 < 1,2 \rightarrow \text{Axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a } \alpha_y = 0$$

Avec :

$\alpha$  : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\varphi_y = 0.5 \left( 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y^2) \right) = 0.5 (1 + 0.21 (0,86 - 0.2) + (0,86^2)) = 0,9391$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0,9391 + (0,9391^2 - 0,86^2)^{0.5}} = 0,7596$$

**IV.7. Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2,05} = 146,34$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{146,34}{93,9} = 1,558$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b } \alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_z = 0.5 \left( 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z^2) \right) = 0.5 (1 + 0,34 (1,558 - 0.2) + (1,558^2)) = 1,944$$

## Chapitre IV : étude de contreventement

---

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{1,944 + (1,944^2 - 1,558^2)^{0.5}} = 0,3218$$

$$N_{bY.Rd} = \chi_y \times N_{pl.Rd} = 0.7596 \times 51059,09$$

$$\mathbf{N_{bY.Rd} = 38784,48 daN}$$

$$N_{bz.Rd} = \chi_z \times N_{pl.Rd} = 0,3218 \times 51059,09 = 16430,82 daN$$

### IV.8. Calcul du Coefficient de réduction pour le déversement $\chi_{LT}$ :

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 < 2 \rightarrow \text{Courbe de déversement (a)} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{600}{2,05}}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/2,05}{18/0,8} \right)^2 \right]^{0,25}} = 79,92$$

$C_1 = 1.132$  Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] = \left[ \frac{79,92}{93,9} \right] = 0,85$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.85 - 0.2) + 0.85^2] = 0,9295$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0,9295 + (0,9295^2 - 0,85^2)^{0.5}} = 0,7659$$

$$M_{b.Rd} = \chi_y \times M_{plY.Rd} = 0.7659 \times 3546,363$$

$$\mathbf{M_{b.Rd} = 2716,15 daN.m}$$

### IV.9. Calcul des coefficients d'interactions K avec risque de déversement :

Charge uniformément répartie :

$$C_{mLT} = C_{my} = 0.95$$

$$N_{sd} = 1,5V' = 1146,76 daN.$$

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \times \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} \right]$$

## Chapitre IV : étude de contreventement

---

$$k_{yy} = \min \left[ \begin{array}{l} 0,95 \left( 1 + [0,86 - 0,2] \frac{1146,76}{38784,48} \right) \\ ; 0,95 \left( 1 + 0,8 \frac{1146,76}{38784,48} \right) \end{array} \right]$$

$$k_{yy} = \min[0,968 ; 0,972] = 0,96$$

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0,1 \times 0,85}{0,95 - 0,25} \times \frac{1146,76}{16430,82} ; 1 - \frac{0,1}{0,95 - 0,25} \times \frac{1146,76}{16430,82} \right]$$

$$k_{zy} = \max[0,99 ; 0,99] = 0,99$$

$$k_{zy} = \min \left[ cmz(1 + 2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} ; cmz(1 + 1,4 \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}}) \right]$$

$$k_{zy} = \min \left[ 0,95(1 + 2 \times 0,85 - 0,6) \frac{1146,76}{16430,82} ; 0,95(1 + 1,4 \frac{1146,76}{16430,82}) \right]$$

$$k_{zy} = \min(1,022 ; 1,04) = 1,022$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + k_{yz} \times \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{1146,76}{38784} + 0,96 \times \frac{1025,13}{2716,15} + 0,594 \times \frac{42,69}{739,18}$$

$$= 0,42 < 1,0$$

**Condition Vérifiée**

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times l^2}{8} = \frac{227,808 \times 6^2}{8} = 1025,13 \text{ daN.m}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{37,958 \times 3^2}{8} = 42,69 \text{ daN.m}$$

$$K_{yz} = 0,6 \quad k_{zz} = 0,6 \times 0,99 = 0,594$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + k_{zz} \times \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{1146,76}{16430,82} + 0,99 \times \frac{1025,13}{2716,15} + 1,02 \times \frac{42,69}{739,18}$$

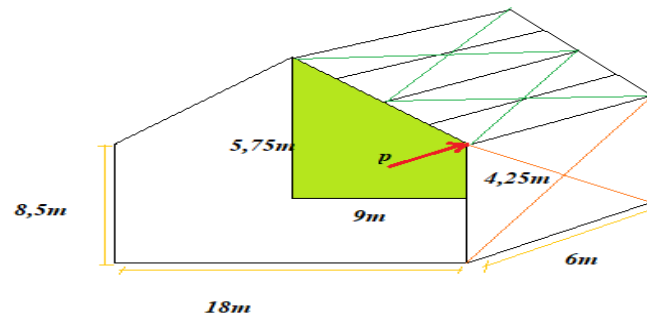
$$= 0,50 < 1,0$$

**Condition Vérifiée**

### IV.10. Calcul de la palée de stabilité en long-pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par la poutre au vent. On fait travailler que les diagonales tendues.

## Chapitre IV : étude de contreventement



$$P = w(z) \cdot S$$

$$W(z) = q_p(z) \times \sum (c_{pe} - c_{pi}) \quad w(z) = 70,25 \text{ daN/m}^2 \quad q_p(z) = 63,87 \text{ daN/m}^2$$

$$s = (9 \times 4,25) + 9 \times \frac{1,5}{2} \quad s = 45 \text{ m}^2$$

$$p = 45 \times 70,25 = 3161,25 \text{ daN}$$

Par la méthode des coupures :

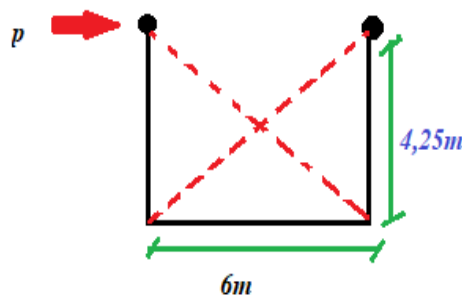


Figure IV.5 : palée de stabilité

$$N \cos \beta = P \Rightarrow \text{tg} \beta = \frac{8,5}{6} = 1,41$$

$$\beta = 54,78^\circ$$

$$N = \frac{p}{\cos \beta} = \frac{3161,25}{0,576} = 5481,77 \text{ daN}$$

- Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl;rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 5481,77 = 8222,65 \text{ daN}$$

## Chapitre IV : étude de contreventement

---

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{8222,65 \times 1,1}{2350} = 3,8 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de 45x 45x5 avec un boulon de 12mm (trou de 13mm) soit 145x45x5 ( $A= 4,30 \text{ cm}^2$ ).

- **Effort de traction :**

$$N \cos \beta = R \quad N = \frac{P}{\cos \beta} \quad Tg = 4,5/6 \quad 0,75 \quad \beta = 36,86^\circ$$

$$N = \frac{P}{\cos \beta} = \frac{3161,25}{\cos 36,86} = 3799,34 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 3799,34 = 5699,02 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{5699,02 \times 1,1}{2350} = 2,667 \text{ cm}^2$$

**IV.11. Vérification a la Résistance ultime :**

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,7 \frac{3,65 \times 360}{1,25}$$

$$N_{u,rd} = 73584 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5699,01 < 73584 \text{ daN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**IV.12. Conclusion :**

Une cornière de 45 x 45 x5 avec boulon de 12 mm et trous convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

# **ChapitreV : calcul du pont roulant**

# Chapitre V : calcul chemin de roulement

---

## V.1. Introduction :

Ce chapitre traite du calcul de la voie de roulement d'un hangar en se focalisant sur les ponts roulants.

## V.2. Définition :

Un pont roulant, est un engin de lavage mobile circulant sur un chemin de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement au chemin de roulement, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge (voir la figure 1).



Figure V.1 : pont roulant

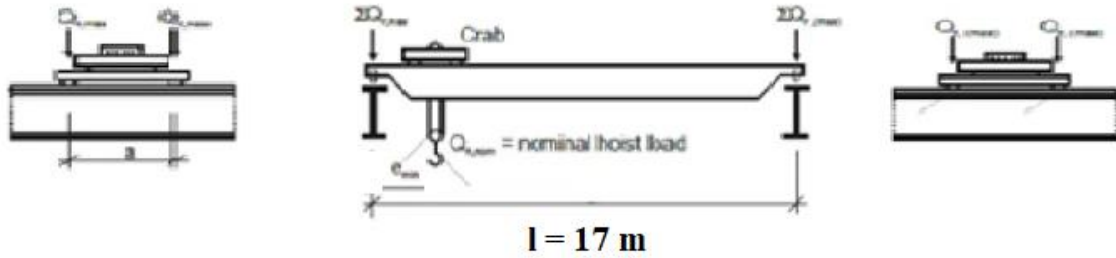
## V.3. Caractéristiques du pont roulant :

- Capacité du pont =  $20\text{ kN}$  ,
- Portée entre les rails du pont :  $L = 17\text{ m}$  ,
- Poids propre du pont :  $Q_{c1} = 62.15\text{ kN}$  ,
- Poids propre du chariot :  $Q_{c2} = 3.4\text{ kN}$  ,
- Masse à lever nominale :  $Q_{h,nom} = 20\text{ kN}$  ,
- Approche minimale du crochet :  $e_{min} = 0.76\text{ m}$  ,
- Centres de roues de chariot d'extrémité :  $a = 2\text{ m}$  ,
- Portée de la poutre de roulement :  $l = 12\text{ m}$  ,

### V.3.1. Calcul des réactions au niveau des galets :

Il convient de déterminer les charges verticales exercées par les galets d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des dispositions de charges.

## Chapitre V : calcul chemin de roulement



**Figure V.2** : position de l'appareil de levage en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement.

La charge maximale caractéristique par galet de l'appareil de levage en charge avec majoration dynamique est donnée par :

Groupe charge 1 :

On tire les valeurs des coefficients dynamiques  $\varphi_1$  et  $\varphi_2$  des tableaux

$0.9 \leq \varphi_1 \leq 1.1$  ; soit  $\varphi_1 = 1.1$

Classe de levage

$$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \times v_h = 1.15 + 0.51 \times \frac{10}{60} = 1.235$$

$$\sum Q_{r,max} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{l - e_{min}}{l} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \times \left( \frac{l - e_{min}}{l} \right)$$

$$\sum Q_{r,max} = 1.1 \times \left[ \frac{62.15}{2} + 3.4 \times \left( \frac{17 - 0.76}{17} \right) \right] + 1.235 \times 20 \times \left( \frac{17 - 0.76}{17} \right) = 61.34 kN$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{e_{min}}{l} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \times \left( \frac{e_{min}}{l} \right)$$

$$\sum Q_{r,(max)} = 1.1 \times \left[ \frac{62.15}{2} + 3.4 \times \left( \frac{0.76}{17} \right) \right] + 1.235 \times 20 \times \left( \frac{0.76}{17} \right) = 35.45 kN$$

$$Q_{r,max} = \frac{\sum Q_{r,max}}{2} = \frac{61.34}{2} = 30.67 kN$$

$$Q_{r,(max)} = \frac{\sum Q_{r,(max)}}{2} = \frac{35.45}{2} = 17.725 kN$$

▬ **Appareil de levage à vide :**

Réaction verticale minimale par galet :

Groupe charge 1 :

On tire les valeurs des coefficients dynamiques  $\varphi_1$  et  $\varphi_2$  des tableaux

$\varphi_1 = 1.1$

$$\sum Q_{r,min} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{l - e_{min}}{l} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,min} = 1.1 \times \left[ \frac{62.15}{2} + 3.4 \times \left( \frac{17 - 0.76}{17} \right) \right] = 37.75 kN$$

$$Q_{r,(min)} = 37.75 kN$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$\sum Q_{r,(min)} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{e_{min}}{l} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,(min)} = 1.1 \times \left[ \frac{62.15}{2} + 3.4 \times \left( \frac{0.76}{17} \right) \right] = 34.34 kN$$

$$Q_{r,min} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{34.34}{2} = 17.17 kN$$

Masse à lever nominale :

$$Q_{h,nom} = 20 kN$$

### V.3.2. Charges horizontales :

Pour tenir compte de l'effet de l'accélération de décélération de l'appareil de levage lors de ses déplacements, des réactions horizontales longitudinales et transversales doivent être prévus comme suit :

#### V.3.2.1. Charge horizontale longitudinale :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \frac{K}{n_r}$$

Avec :

$$k = \mu \times \sum Q_{r,min}^*$$

Et :

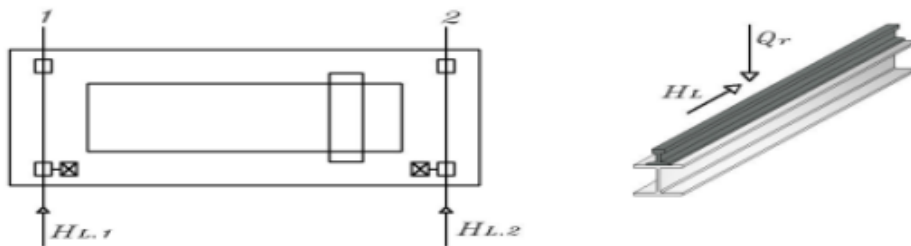
$$\sum Q_{r,min}^* = m_w \times Q_{r,min} = 2 \times 17.17 = 34.34 kN$$

La charge verticale minimale sur le galet :

$Q_{r,min} = 34.34 kN$  (En cas de groupe de charge).

$$k = \mu \times \sum Q_{r,min}^* = 0.2 \times 34.34 = 6.868 kN$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \times \frac{6.868}{2} = 5.151 kN$$



**Figure V.3 :** Charges horizontales longitudinales HL, i.

#### V.3.2.2. Charge horizontale transversale :

Le moment **M** résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales  $H_{T1}$  et  $H_{T2}$  .

Les charges horizontales transversales peu vent être obtenus de la façon suivante :

On a :

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$H_{T1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

Et :

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r}$$

Avec :

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,max} + \sum Q_{r,(max)} = 61.34 + 35.43 = 96.76 kN$$

Dou :

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r} = \frac{61.34}{96.76} = 0.63$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0.63 = 0.37$$

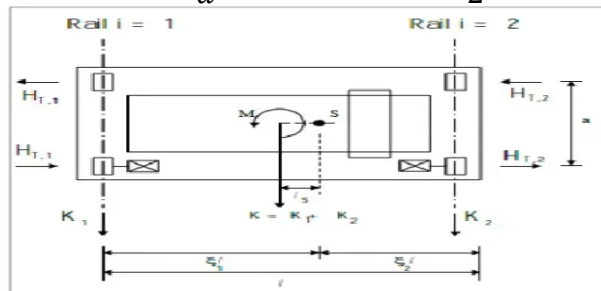
$$l_s = (\xi_1 - 0.5) \times L = (0.63 - 0.5) \times 17 = 2.21 m$$

L'excentrement  $l_s$ , est la distance qui sépare le centre d'inertie de l'axe médiane du pont.

$$M = K \times l_s = 6.868 \times 2.21 = 15.17 kNm$$

$$H_{T1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a} = 1.5 \times 0.63 \times \frac{15.17}{2} = 7.16 kN$$

$$H_{T2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a} = 1.5 \times 0.37 \times \frac{15.17}{2} = 4.20 kN$$



**Figure V.4 :** Définition des charges transversales  $HT_i$

### V.3.2.3. Force horizontale produite par la marche en crabe de l'appareil de levage :

La marche en crabe se traduit par un couple de forces horizontales qui peuvent être dues aux chocs par le passage des galets sur les joints de rails.

*Remarque :* Elle est appliquée généralement dans le cas où les appareils de levage lourd de classe HC3 et plus.

□ **Angle de marche en crabe  $\alpha$  :**

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.0150 \text{ rad}$$

Avec :

$$\alpha_0 = 0.001$$

$$x = \frac{10}{0.75} = 13.33 mm$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$\alpha_F = \frac{0.75 \times x}{a} = \frac{0.75 \times 13.33}{2000} = 0.0049 \text{rad}$$

Usure du rail :

Avec :  $b_r = 55 \text{mm}$

$$y = 0.10 \times b_r$$

$$\alpha_V = \frac{y}{a} = \frac{0.1 \times 55}{2000} = 0.00275 \text{rad}$$

Dou :

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 = 0.0086 < 0,0150 \text{ rad}$$

**Condition Vérifiée**

→ **Le facteur associe (coefficient non positif)  $f$  :**

$$f = 0.3 \times (1 - \exp^{-250\alpha}) = 0.3 \times (1 - \exp^{-250 \times 0.0086})$$
$$0.26 \leq 0.3$$

→ **Distance entre le centre instantané de rotation et le guidage :**

On a :

$$h = \frac{m \times \xi_1 \times \xi_2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$

Avec :  $e_1 = 0$  ;  $e_2 = a$  ;  $m = 0$

$$h = \frac{2^2}{2} = 2 \text{ m}$$

Coefficient  $\lambda$  :

$$\lambda_s = 1 - \frac{\sum e_j}{n \times h} = \frac{2}{2 \times 2} = 0.5$$

$$\lambda_{S,1,L} = \lambda_{S,2,L} = 0$$

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_r = 0.26 \times 0.5 \times 96.79 = 12.58 \text{kN}$$

Pour la paire de galet 1 :

$$\lambda_{S,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.63}{2} \times \left(1 - \frac{0}{2}\right) = 0.315$$

$$\lambda_{S,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.37}{2} \times \left(1 - \frac{0}{2}\right) = 0.185$$

→ Force horizontale transversale :

$$H_{S,1,T} = f \times \lambda_{S,1,L} \times \sum Q_r$$
$$= 0.26 \times 0.315 \times 96.79$$
$$= 7.927 \text{KN}$$

$$H_{S,2,T} = f \times \lambda_{S,2,L} \times \sum Q_r$$
$$= 0.26 \times 0.185 \times 96.79$$
$$= 4.655 \text{KN}$$

→ Force horizontale longitudinale :

$$H_{S,1,L} = f \times \lambda_{S,1,L} \times \sum Q_r = 0$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$H_{S,2,L} = f \times \lambda_{S,2,L} \times \sum Q_r = 0$$

### V.3.2.4. Force horizontales produites lors des accélérations et des décélérations du chariot :

La force horizontale  $H_{T,3}$  produite par l'accélération et décélération du chariot est déterminée comme suite :

$$H_{T,3} = 10\% (Q_h) + 10\% (Q_{c,2}) = 10\% (20) + 10\% (3.4) = 2.34 \text{ KN}$$

**Tableau V.1.** Récapitulation des charges revenant à la poutre de roulement

Groupe de charges			1
Facteur d'amplifications dynamique correspondant au groupe de charges			$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_2 = 1.2$ $\varphi_5 = 1.5$
Charges verticales	Poids propre du pont	$Q_{r,(min)}$	37,75KN
		$Q_{r,min}$	17,17 KN
	Poids propre du pont et de la masse à lever	$Q_{r,(max)}$	17,725 KN
		$Q_{r,max}$	30,67 KN
Charges horizontales	Accélération du pont	$H_{L,1}$	5,151 KN
		$H_{L,2}$	5,151 KN
		$H_{T,1}$	7,16 KN
		$H_{T,2}$	4,20 KN
	Marche en crabe	$H_{S,1,L}$	0
		$H_{S,2,L}$	0
		$H_{S,1,T}$	7.927KN
		$H_{S,2,T}$	4.655KN
	Accélération du chariot	$H_{T,3}$	2,34 kN

### V.3.3. Dimensionnement de la poutre de roulement :

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche maximale est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.



**Figure V.5 :** schéma de la poutre de roulement

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

-travée :  $l = 6 \text{ m}$  (sur deux appuis simples).

-Distance entre galets :  $a = 2 \text{ m}$

Limite de la flèche admissible  $f_{adm}$  :

On a :

$$f_1 = \frac{1}{6} \times \frac{Q_{r,max} \times l^2}{E \times I_Y} \times \left[ \frac{3 \times a}{4 \times l} - \left( \frac{a}{l} \right)^3 \right] \leq f_{adm} = \frac{l}{600}$$

Et :

$$f_{adm} = \frac{l}{600}$$

$$f_1 = \frac{1}{6} \times \frac{Q_{r,max} \times l^3}{E \times I_Y} \times \left[ \frac{3 \times a}{4 \times l} - \left( \frac{a}{l} \right)^3 \right]$$

Dou :

$$I_Y = \frac{600}{6} \times \frac{Q_{r,max} \times l^3}{E} \times \left[ \frac{3 \times a}{4 \times l} - \left( \frac{a}{l} \right)^3 \right] = \frac{600}{6} \times \frac{600^3 \times 30.67}{2.1 \times 10^4} \times \left[ \frac{3 \times 200}{4 \times 600} - \left( \frac{200}{600} \right)^3 \right]$$

$$= 7308.203 \text{ cm}^4$$

Soit : D'après le tableau des profilé son adopter un profilé **HEB300**

**Tableau V.2** : caractéristique du profilé **HEB300**

$I_Y$ $\text{cm}^4$	$I_Z$ $\text{cm}^4$		$t_f$ cm	A $\text{cm}^2$	P Kg/m	h cm	b cm	$t_w$ cm	
25170	8563		1.9	149.1	117	3	3	1.1	
$w_{ply}$ Cm3	$w_{plz}$ Cm3	$i_z$ Cm	$i_t$ Cm4	$I_W$ Cm6	r Cm	d Cm	$S_S$ Cm	$i_y$ Cm	$A_{vz}$ mm2
1869	870.1	0.758	185	1688000	2.4	19.6	6.2 12	1.299	47.43

### V.3.4. Vérification aux états limite de service ELS :

$$f_1 = \frac{1}{6} \times \frac{Q_{r,max} \times l^3}{E \times I_Y} \times \left[ \frac{3 \times a}{4 \times l} - \left( \frac{a}{l} \right)^3 \right]$$

$$f_1 = \frac{1}{6} \times \frac{30.67 \times 600^3}{2.1 \times 10^4 \times 25170} \times \left[ \frac{3 \times 200}{4 \times 600} - \left( \frac{200}{600} \right)^3 \right] = 0.425$$

Flèche due au poids propre de la poutre HEB 300

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{p \times l^4}{E \times I_Y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.17 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^4 \times 25170} = 0.0373$$

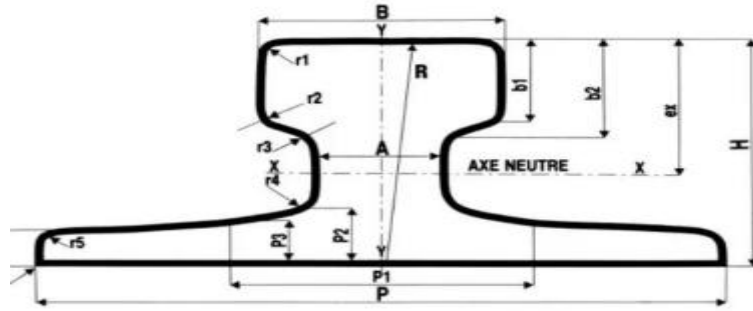
$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = 4.25 + 0.373 = 4.28 < f_{adm} = 10 \text{ mm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

→ Choix du rail de roulement :

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

Dimension de rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant en fonction des conditions d'utilisation (charges, vitesse, portée,) et aussi en fonction du type de galet. On adopte des rails carrés en acier **A55**

$h_r(\text{mm})$	$P(\text{kg/m})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$A(\text{cm}^2)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$I_z(\text{cm}^3)$	$W_{elz}(\text{cm}^3)$
65	31.8	178	40.5	68.5	337	44.9



**Figure V.6:** Caractéristiques géométriques des rails

DIN	Profil Section N°	Poids métrique Metric weight KG	Hauteur Height H	Patin Base P	Boudin Head B	Ame Web A	P1	P2	P3	P4	b1	b2	r1	r2	r3	r4	r5	ex	R
A 45	1	22,1	55	125	45	24	54	14,5	11	8	20	24	4	3	4	5	4	33	400
A 55	2	31,8	65	150	55	31	66	17,5	12,5	9	25	28,5	5	5	5	6	5	38	400

### V.3.5. Calcul des sollicitations internes :

Les poutres de roulement dans notre cas sont conçues en tançons de 6.0 m de long supportées par deux appuis (isostatiques). Cette disposition permet de réduire les contraintes de fatigue qui peuvent être induites par l'alternance des moments  $M_+/M_-$ . Au niveau des appuis dans le cas des poutres continues (**Dahmani, L, 2023**).

#### V.3.5.1. Calcul des moments maximaux :

→ Charges verticales  $M_V$  :

Calcul de  $\frac{a}{l}$  :  $\frac{a}{l} = \frac{2}{6} = 0.333 < 0.586$

Donc :  $M_{max} = \frac{Qr_{max}(2l-a)^2}{8l}$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{a}{4}$$

$$x = \frac{6}{2} - \frac{2}{4} = 2.5m$$

$\sum M/B = 0.$

$$R_A \times l - Q_{r,max} \times (l - x) - Q_{r,max} \times (l - x + a) = 0$$

$$R_A = \frac{1}{l} [Q_{r,max} \times (l - x) + Q_{r,max} \times (l - x + a)]$$

Pour  $x = 2.5m$  :

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$R_A = \frac{1}{6} \times (30.67 \times (3.5) + 30.67 \times 1.5) = 25.558 \text{ kN}$$

$$R_B = 2 \times Q_{r,max} - R_A$$
$$R_B = 2 \times 30.67 - 25.558$$
$$= 35.79 \text{ KN}$$

$$M_{max} = R_A \times x$$
$$Mv = M_{max} = 25.55 \times 2.5 = 63.88 \text{ kNm}$$

Ou bien par la relation suivante :

$$M_{max} = [Q_{r,max}(2l-a)^2]/8l = [30.67(2 \times 6 - 2)^2]/8 \times 6 = 63.88 \text{ KN.m}$$

Pour  $x=4.5 \text{ m}$

$$Mv = M_{max} = R_A \times 4.5 - Q_{r,max} \times (4.5 - 2.5)$$
$$M_{max} = 25.558 \times 4.5 - 30.67 \times (2)$$
$$M_{max} = 53.635 \text{ kNm}$$

- **Charge permanente  $M_G$  :**

Pour  $x = 2.5 \text{ m}$  :

On a  $G = 1.17 + 0.318$

Donc :  $G = 1.488 \text{ KN/ml}$

$$R_A = \frac{G \times l}{2} = \frac{1.488 \times 6}{2} = 4.464 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 4.464 \times 2.5 - \frac{2.5^2 \times 1.488}{2} = 6.51 \text{ kNm}$$

$$M_G = 6.51 \text{ kNm}$$

Pour  $x = 4.5 \text{ m}$  :

$$G = 1.17 + 0.318 = 1.488 \text{ KN/ml}$$

$$R_A = \frac{G \times l}{2} = \frac{1.488 \times 6}{2} = 4.464 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 4.464 \times 4.5 - \frac{4.5^2 \times 1.488}{2} = 5.022 \text{ kNm}$$

$$M_G = 5.022 \text{ kNm}$$

### V.3.5.2. Calcul de l'effort tranchant maximal :

La position du galet qui donne un effort tranchant maximal est donne aux appuis.

**Charge variable V :**

$$R_A \times 6 - 30.67 \times 6 - 30.67 \times 4 = 0$$

$$R_A = \frac{30.67 \times 6 + 30.67 \times 4}{6} = 51.11 \text{ KN}$$

$$R_B = (30.67 \times 2) - 51.11 = 10.23 \text{ KN}$$

$$V_V = R_A = 51.11 \text{ KN}$$

**Charge permanente G :**

$$G = 1.17 + 0.318$$

$$G = 1.488 \text{ KN/ml}$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$R_A = \frac{G \times l}{2} = \frac{1.488 \times 6}{2} = 4.464 \text{KN}$$
$$V_G = R_A = 4.464 \text{KN}$$

### V.3.5.3. Charge totale pondérée :

#### → Charges verticales :

Le moment maximal pondère à  $x = 2.5m$  :

$$M_{y,sd} = 1.35 \times 6.51 + 1.5 \times 63.88 = 104.6085 \text{KNm}$$

L'effort tranchant maximal pondéré aux appuis :

$$V_{z,sd} = 1.35 \times 4.464 + 1.5 \times 51.11 = 82.69 \text{KN}$$

Le moment maximal pondère à  $x = 4.5m$  :

$$M_{y,sd} = 1.35 \times 5.022 + 1.5 \times 53.635 = 87.23 \text{KNm}$$

#### → Charges horizontales :

Le moment maximal a  $x = 2.5m$  :

$$R_A \times 6 - 7.16 \times 2 = 0$$
$$R_A = \frac{7.16 \times 2}{6} = 2.386 \text{KN}$$
$$M_{max} = R_A \times 2.5 = 2.38 \times 2.5 = 5.96 \text{KNm}$$
$$M_{H,T} = 5.96 \text{KNm}$$

Pour  $x = 4.5m$  :

$$M = 2.38 \times 4.5 - 7.16 \times 2 = -3.61 \text{KNm}$$

La valeur maximale du moment fléchissant est obtenue en plaçant une charge latérale au niveau d'un appui.

$$M_{max} = p \times \frac{l}{4} = 7.17 \times \frac{6}{4} = 10.74 \text{KNm}$$

*Remarque : On retient la valeur du moment fléchissant :  $M_{max}$  = due aux charges latérales qui coïncide avec la valeur maximale due au moment fléchissant due aux charges verticales.*

Marche en crabe :

Les moments sont calculés au niveau des points d'application des charges dues a la marche en crabe.

Pour  $x = 2.5m$  :

$$R_A \times 6 - 17.17 \times 3.5 = 0$$
$$R_A = 10.01 \text{KN}$$
$$M_{max} = 10.01 \times 2.5 = 25.025 \text{KNm}$$
$$M_{S,T} = 25.025 \text{KNm}$$

Récapitulation du bilan des efforts :

$$M_{y,sd} = M_{y,sd} = 1.35 \times 6.51 + 1.5 \times 63.88 = 104.61 \text{KNm (toute la section)}$$

$$M_{z,sd} = \text{Max}(M_{H,T} ; M_{S,T}) = \text{Max}(5.96 ; 25.025) = 25.025 \text{KNm}$$

$$M_{z,sd} = 1.5 \times 25.025 = 37.53 \text{KNm (au niveau de la semelle superieure)}$$

$$V_{z,sd} = 1.35 \times 4.464 + 1.5 \times 51.11 = 82.69 \text{KN (toute la section)}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 5.15 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 5.15 = 7.725 \text{ kN}$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

### V.3.6. Vérification de la section a la résistance sous la charge verticale :

Classe de la section :

Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2 \times r)/2}{t_f} < 9 \times \varepsilon$$

Avec :

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(300 - 11 - 2 \times 27)/2}{19} = 6.2 < 9 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} < 72 \times \varepsilon$$

$$\frac{208}{11} = 18.9 < 72 \rightarrow \text{l'ame est de classe 1}$$

La section de classe 1

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$$M_{y,sd} = 104.61 \text{KNm} \quad (\text{toute la section})$$

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1869 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 399.2 \text{KNm}$$

$$M_{y,sd} = 104.61 \text{KNm} < M_{cy,Rd} = 399.2 \text{KNm} \quad \text{Condition Verifiée}$$

#### V.3.6.1. Vérification de la section à la résistance sous la charge horizontale :

Les charges horizontales sont supposées reprises uniquement par la semelle supérieure de profilé.

On a :

$$M_{z,sd} = 1.5 \times 25.025 = 37.53 \text{KNm}$$

$$M_{cz,Rd} = M_{plz,Rd} \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$W_{plz} = \frac{b_f^2 \times t_f}{4} = \frac{30^2 \times 1.9}{4} = 427.5 \text{cm}^3$$

$$M_{cz,Rd} = \frac{427.5 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 91.4 \text{KNm}$$

$$M_{z,sd} = 37.53 \text{KNm} < M_{cz,Rd} = 91.4 \text{KNm} \quad \text{Condition Verifiée}$$

#### V.3.6.2. Résistance au cisaillement aux appuis :

$$V_{z,sd} \leq 0.5 \times V_{plz,sd}$$

$$V_{plz,sd} = (A_{vz} \times f_y) \times (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = (47.43 \times 23.5) \times (\sqrt{3} \times 1.1) = 585.01 \text{KN}$$

$$V_{z,sd} = 82.59 \text{KN} < 0.5 \times 585.01 = 292.5 \text{KN} \quad \text{Condition Verifiée}$$

Pas d'interaction

#### V.3.6.3. Résistance de la section a la flexion bi-axiale

On a :

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

---

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

Avec :

$$N_{sd} = 7.725 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{149.1 \times 23.5}{1.1} = 3185.3 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 104.61 \text{ KNm}$$

$$M_{ply,Rd} = 399.2 \text{ KNm}$$

$$M_{z,sd} = 37.53 \text{ KNm}$$

$$M_{plz,Rd} = 91.4 \text{ KNm}$$

$$\frac{7.725}{3185.3} + \frac{104.61}{399.2} + \frac{37.53}{91.4} = 0.67 < 1.0 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### V.3.6.4. Résistance au déversement :

La poutre de roulement qui est simplement appuyé est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les maintiens sont causés par la poutre au niveau de chaque galet.

$$M_{y,sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times N_{ply,Rd}$$

#### HEB

$$I_z = 8563 \text{ cm}^4 ; I_t = 185 \text{ cm}^4 ; I_w = 1688 \times 10^3 \text{ cm}^6 ; W_{ply} = 1869 \text{ cm}^3 ; A = 149.1 \text{ cm}^2 ; I_y = 25170 \text{ cm}^4 ; L_z = 250 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Tronçon n°1 :  $L = 2.5 \text{ m}$

Cas des moments aux extrémités du tronçon :

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \times \psi + 0.52 \times \psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{Avec } M_a < M_b ; \quad -1.0 < \psi < 1.0$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{104.60} = 0$$

$$\rightarrow C_1 = 1.88$$

Dou :

$$M_{cr} = 1.88 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 8563}{250^2} \times \sqrt{\frac{1688 \times 10^3}{8563} + \frac{250^2 \times 8 \times 10^3 \times 185}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 8563}}$$

$$M_{cr} = 8420,47 \text{ kNm}$$

Autrement :

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

---

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1869 \times 23,5}{842047}} = 0,228$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 < 2$$

→ Axe de flambement zz → courbe de flambement

Dou :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,228 \rightarrow \chi_{LT} = 0,9929$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1869 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 399,3 \text{KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 399,3 \times 0,9929 = 396,45 \text{KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 104,61 \text{daN.m} < M_{b,Rd} = 396,45 \text{kN.m} \quad \textbf{Condition Verifiée}$$

**Tronçon n°2 : L = 3m**

**Cas des moments aux extrémités du tronçon :**

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \times \psi + 0,52 \times \psi^2 = 1,88 - 1,40(0,83) + 0,52(0,833)$$

$$= 1,07 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{Avec } M_a < M_b ; \quad -1,0 < \psi < 1,0$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{87,23}{104,61} = 0,83$$

$$\rightarrow C_1 = 1,07 < 2,7$$

Dou :

$$M_{cr} = 1,07 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 8563}{300^2} \times \sqrt{\frac{1688 \times 10^3}{8563} + \frac{300^2 \times 8 \times 10^3 \times 185}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 8563}}$$

$$M_{cr} = 3477,98 \text{kNm}$$

Autrement :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1869 \times 23,5}{347798}} = 0,355$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 < 2$$

→ Axe de flambement zz → courbe de flambement (b)

Dou :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,355$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 0,9455$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1869 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 399,3 \text{KN.m}$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0,9455 \times 399,3 = 377,538 \text{KN.m}$$
$$M_{y,sd} = 104,61 \text{KN.m} < M_{b,Rd} = 377,53 \text{KN.m} \quad \text{condition Verifiée}$$

Les équations d'interactions :

On a :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

Et :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

Avec :

$$N_{sd} = 7,725 \text{KN}$$
$$M_{y,sd} = 104,61 \text{KN.m}$$
$$M_{z,sd} = 37,53 \text{KN.m}$$
$$M_{ply,Rd} = 399,2 \text{KN.m}$$
$$M_{plz,Rd} = 91,4 \text{KN.m}$$
$$M_{b,Rd} = 396,15 \text{KN.m}$$

Autrement :

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd}$$
$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{149,1 \times 23,5}{1,1} = 3185,32 \text{KN}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{12,99} = 46,19 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{46,19}{93,9} = 0,491$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 < 1.2$$

→ Axe de flambement yy → courbe de flambement

Dou :

$$\bar{\lambda}_y = 0,491 \rightarrow \chi_y = 0,9273$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0,9273 \times 3185,32 = 2953,74 \text{KN}$$

Semelle supérieure :

$$I_z = \frac{(b_f^3 \times t_f)}{12} = \frac{30^3 \times 1,9}{12} = 4275,0 \text{cm}^4$$

$$A = b_f \times t_f = 30 \times 1,9 = 57 \text{cm}^2$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{4275}{57}} = 8,66 \text{cm}$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{8,66} = 69,28 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{69,28}{93,9} = 0,73$$

→ Axe de flambement zz → courbe de flambement (b)

Dou :

$$\bar{\lambda}_z = 0,73 \rightarrow \chi_z = 0,7665$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0,7665 \times 3185,32 = 2441,547 \text{ KN}$$

**Calcul des coefficients d'interactions  $k_{ij}$ :**

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left( 1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[ 0,9 \left( 1 + [0,49 - 0.2] \times \frac{7,725}{2953,74} \right) ; 0,9 \left( 1 + 0.8 \times \frac{7,725}{2953,74} \right) \right]$$

$$= \min(0,900 ; 0,901) = 0,900$$

$$k_{yz} = 0.6 \times k_{zz}$$

$$k_{zy} = \max \left[ \left( 1 - \frac{0.1 \times \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; \left( 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[ \left( 1 - \frac{0.1 \times 0,73}{0,9 - 0.25} \times \frac{7,725}{2441,54} \right) ; \left( 1 - \frac{0.1}{0,9 - 0.25} \times \frac{7,725}{2441,54} \right) \right]$$

$$= \max(0,9995 ; 0,9996) = 0,9996 < 1.0 \quad \text{Verifier}$$

$$k_{yz} = 0,6 \times 0,9996 = 0,5412$$

$$k_{zz} = \min \left[ C_{mz} \left( 1 + [2 \times \bar{\lambda}_z - 0.6] \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) ; C_{mz} \left( 1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min \left[ 0,9 \times \left( 1 + [2 \times 0,73 - 0.6] \times \frac{7,725}{2441,54} \right) ; 0,9 \times \left( 1 + 0.8 \times \frac{7,725}{2441,54} \right) \right]$$

$$= \min(0,9024 ; 0,9022) = 0,9022$$

$$\rightarrow \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{7,725}{2953,74} + 0,9 \times \frac{104,61}{396,15} + 0,5412 \times \frac{37,53}{91,4}$$

$$= 0,0026 + 0,237 + 0,22 = 0,45 \leq 1,0 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

## Chapitre V : calcul chemin de roulement

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} &= \frac{7,725}{2441,547} + 0,9996 \times \frac{104,61}{396,15} + 0,9022 \times \frac{37,53}{91,4} \\ &= 0,003 + 0,26 + 0,37 = 0,63 \leq 1,0 \end{aligned} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### V.3.6.5. Contrainte de compression verticale locale :

La contrainte locale verticale de compression  $\delta_{z,sd}$  générée dans lame par les charges des galets appliquées sur la semelle supérieure :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w}$$

On a :

$$F_{z,sd} = \gamma_Q \times Q_{r,max}$$

Le rail du pont ne sera pas fixe rigidement a la semelle ; la longueur effective est donnée :

$$l_{eff} = 3,25 \times \left( \frac{I_r + I_{f,eff}}{t_w} \right)^{1/3}$$

**Largeur efficace de la semelle :**

$$b_{eff} = b_{fr} + h_{r.wear} + t_f$$

Avec :

$$h_{r.wear} = 0,75 \times h_r = 0,75 \times 65 = 48,75 \text{ mm} \quad , h_r : \text{la hauteur total du rail A55}$$

$$\text{Et : } b_{fr} = 150 \text{ mm} \quad (\text{largeur du rail})$$

$$\text{Et : } t_f = 13 \text{ mm} \quad (\text{épaisseur de la semelle de la poutre de roulement})$$

D'où :

$$b_{eff} = 150 + 48,75 + 13 = 211,75 < b_{poutre} = 300 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie de la semelle supérieure :

$$I_{f,eff} = \frac{b_{eff} \times t_f^3}{12} = \frac{21,175 \times 1,3^3}{12} = 3,876 \text{ cm}^4$$

$$l_{eff} = 3,25 \times \left( \frac{178 + 3,876}{0,8} \right)^{1/3} = 19,48 \text{ cm} = 194,8 \text{ mm}$$

$$F_{z,sd} = \gamma_Q \times Q_{r,max} = 1,5 \times 30,67 = 46,01 \text{ KN}$$

D'où la contrainte locale verticale de compression est :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w} = \frac{46,01}{15,58} = 2,95 \text{ KN/cm}^2 < f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

Dimensionnement du support du chemin de roulement (corbeau) :

Le chemin de roulement est supporté par corbeau :

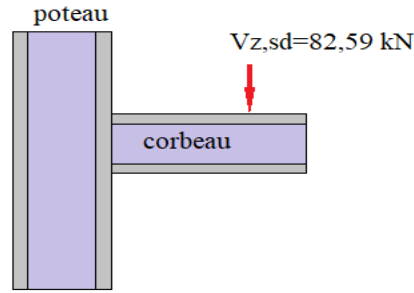


Figure V.7 : support du chemin de roulement (corbeau)

Le corbeau est pré-dimensionné en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{y,sd} = V_{z,sd} \times 0,5 = 82,59 \times 0,5 = 41,295 \text{ kN.m}$$

$$W_{el,y} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{41,295 \times 1,1 \times 10^2}{23,5}$$

$$W_{el,y} \geq 193,29 \text{ cm}^3$$

On opte pour un HEA220 de  $W_{el,y} = 515,2 \text{ cm}^3$  et  $W_{pl,y} = 568,5 \text{ cm}^3$

→ Vérification à l'effort tranchant :

On a :

$$V_{z,sd} = 82,59 \text{ kN}$$

$$V_{z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{20,67 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 254,32 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} < V_{z,Rd}$$

Donc le corbeau est vérifié vis-à-vis de l'effort tranchant

#### V.4. Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, on opte pour les sections suivantes:

- Poutre de roulement en HEB300
- Rail A55
- corbeau en HEA 220

*Chapitre VI : Etude  
sismique*

# Chapitre VI: Etudes sismiques

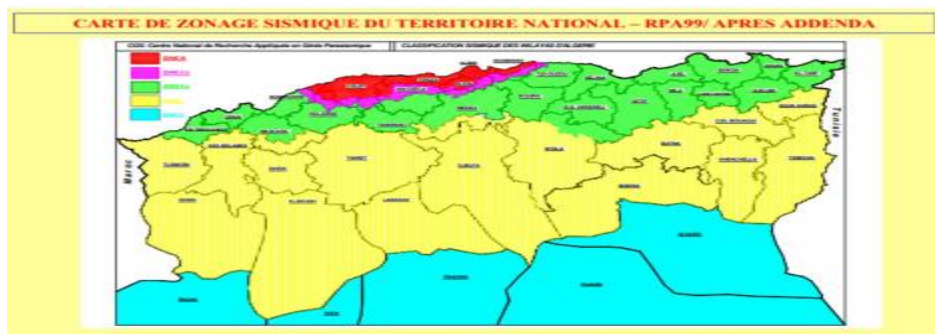
## VI .1.Introduction :

Ce chapitre est consacré de calcul sismique à étudier pour se faire le **RPA99/version2003** est utilisé.

## VI.2.La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente est une méthode dont le principe est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système des forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure est implantée dans la région d'**AZAZGUA** dans la wilaya de **Tizi-Ouzou**, la carte d'aléas sismique figurant dans le **RPA99/version2003**, établie sur la base de l'étude de sismicité historique de la région en général, permet de considérer ce site comme faisant partie d'une zone **(IIa)** de sismicité moyenne.



**FigureVI.1 :** la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas

## VI.3.Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure est calculée pour les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**D :** Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la Période fondamentale de la structure (**T**).

**R :** Coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de Contreventement.

**Q :** Facteur de qualité fonction de :

-La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent. -La régularité en plan et en élévation.

-La qualité du contrôle de la construction.

## Chapitre VI: Etudes sismiques

**W** : Poids total de la structure.

**VI.4.Coefficient d'accélération A** : Coefficient A est en fonction des deux paramètres la zone et le groupe d'usage, représenté dans le tableau suivant

**TableauVI.1** : coefficient d'accélération de la zone

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
<b>1 A</b>	<b>0,15</b>	<b>0,25</b>	<b>0,30</b>	<b>0,40</b>
<b>1 B</b>	<b>0,12</b>	<b>0,20</b>	<b>0,25</b>	<b>0,30</b>
<b>2</b>	<b>0,10</b>	<b>0,15</b>	<b>0,20</b>	<b>0,25</b>
<b>3</b>	<b>0,07</b>	<b>0,10</b>	<b>0,14</b>	<b>0,18</b>

Pour le cas de la structure

La zone sismique : **IIa** (sismicité moyenne)

Le groupe d'usage du bâtiment : 2 (ouvrage d'importance moyenne)

**A=0,15**

**VI.5.Coefficient de comportement global de la structure R** :

**R** : coefficient de comportement global de la structure (**Art 4.3 du RPA99/2003**) Utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

<b>B</b>	<b>Acier</b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

**TableauVI.2** : coefficient de comportement global de la structure

R=4 (ossature poteau, poutre auto stable)

**Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5 n \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases}$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

## Chapitre VI: Etudes sismiques

---

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$T \geq 3s$$

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

**Avec :**

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$\xi$  : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages en (%)

Quant  $\zeta = 5\% \Rightarrow \eta = 1 > 0,7$

Dans notre cas : nous avons des portiques en acier avec remplissage léger.

$$\xi = 4\%.$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau VI.3:** Période caractéristique

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1,08 \geq 0.7$$

### VI.6. Calcul de la période fondamentale T :

- Suivant le sens X on a  $D = 18$  m
- Suivant le sens Y on a  $D = 36$  m

$$T = [(c_T H_N)^{\frac{3}{4}}; 0,09 H_N / \sqrt{D}]$$

Suivant x :

$$T_x = \min(0,085 \times 10^{\frac{3}{4}}; 0,09 \times \frac{18}{\sqrt{18}})$$

$$T_x = \min[0,47 ; 0,381] = 0,381s$$

$$0 \leq T \leq T_2 \quad \text{d'où :}$$

$$D_x = 2.5 n = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

Suivant y :

$$T_y = \min(0,085 \times 10^{\frac{3}{4}}; 0,09 \times \frac{36}{\sqrt{36}})$$

## Chapitre VI: Etudes sismiques

$$T_y = \min[0,47 ; 0,54] = 0,47s$$

$$0 \leq T_y \leq T_2 \quad \text{d'où :}$$

$$D_y = 2.5 n = 2,5 \times 1,08 = 2,7 = D_x$$

**Avec :**

$D_x$  et  $D_y$  on va effectuer un seul calcul pour  $V$  mais dans les deux directions

$H_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base au dernier niveau

$c_T$ : valeur du coefficient voir le tableau suivant

Cas n°	Système de contreventement	$c_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	<del>Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie</del>	<del>0.050</del>
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

**Tableau VI.4:** système de contreventement et la valeur de  $c_T$

$$c_T = 0.085$$

$$H_N = 10m \quad T \leq T_2$$

- Suivant le sens X on a  $D = 18$  m
- Suivant le sens Y on a  $D = 36$  m

$$T = [(c_T H_N)^{\frac{3}{4}}; 0,09 H_N / \sqrt{D}]$$

Suivant x :

$$T_x = \min(0,085 \times 10^{\frac{3}{4}}; 0,09 \times \frac{18}{\sqrt{18}})$$

$$T_x = \min[0,47 ; 0,381] = 0,381s$$

$$0 \leq T \leq T_2 \quad \text{d'où :}$$

$$D_x = 2.5 n = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

Suivant y :

$$T_y = \min(0,085 \times 10^{\frac{3}{4}}; 0,09 \times \frac{36}{\sqrt{36}})$$

$$T_y = \min[0,47 ; 0,54] = 0,47s$$

$$0 \leq T_y \leq T_2 \quad \text{d'où :}$$

$$D_y = 2.5 n = 2,5 \times 1,08 = 2,7 = D_x$$

## Chapitre VI: Etudes sismiques

---

Dx et Dy on va effectuer un seul calcul pour V mais dans les deux directions  
(Sens longitudinal et sens transversal)

### VI.7.Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure et en fonction de :

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

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Tableau VI.5** : facteur de qualité

$$Q=1+ (0,05+0,05+0+0+0,05+0,10)=1.25$$

$$Q= 1.25$$

### VI.8.Poids totale de la structure W :

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^n w_i$$

$$w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

**Avec :**

$w_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements éventuels

$w_{Qi}$  : Charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération     $\beta=0.5$

## Chapitre VI: Etudes sismiques

**Tableau VI.6:** fonction de la nature et de la durée de la charge

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	0,50
5	Autres locaux non visés ci-dessus	1,00
		0,60

**Tableau VI.7:** le poids total de la structure

Elément	type	Poids propre	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément	Poids totale (kg)
poteau	IPE 450	77,6	14	8,5	9234,4
Traverse	IPE 450	77,6	14	9,124	9912,31
Lisse de bardage	UPN 140	14,5	72	6	6264
panne	IPE 180	18,8	72	6	8121,6
Lierne 1	Ø10	0,617	24	3,40	50,347
Lierne 2	Ø10	0,617	48	1,7	50,347
Lierne 3	Ø10	0,617	24	3,50	51,828
Lierne 4	Ø10	0,617	48	1,82	53,90
potelet	HEB 200	61,3	4	9,5	2329,4
Poutre de roulement	HEB300	117	2	12	2808
Couverture	TN 40	17	/	656,9	11167,3
corbeau	HEA220	50,5	6	0,5	151,5
rail	HA55	31,8	2	12	763,2
<b>Totale</b>					53392,86 533,92KN

- **Evaluation des actions d'exploitation**

$$W_{Qi} = (p_{entrtien} + P) \times S$$

$$W_{Qi} = (1+1,20) \times 500 = 1100 \text{ Kg}$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\beta = 0.50$$

$$W = 533,92 + 0,50 \times 1100 = 1083,92 \text{ kg}$$

**VI.9. Force sismique suivant la direction X-Y**

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 1083,92$$

$$V_x = 137,18 \text{ KN}$$

## Chapitre VI: Etudes sismiques

---

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 1083,92$$

$$V_y = 137,18 \text{ KN}$$

### VI.10. Comparaison vent et séisme :

- **La surface d'influence (pignon) :**

$$S_{pignon} = [(18 \times 1,5/2) + (18 \times 8,5)] = 13,5 + 153 = 167 \text{ m}^2$$

$$V = 120,46 \times 167 = 20116,82 \text{ daN}$$

$$V = 201,17 \text{ KN}$$

$$V = 201,17 \text{ KN} > V_x = 137,18 \text{ KN}$$

- **La surface d'influence (Lan-pan) :**

$$S_{lan-pan} = 8,5 \times 36 = 306 \text{ m}^2$$

$$V = 120,46 \times 306 = 36860,76 \text{ daN}$$

$$V = 368,71 \text{ KN}$$

$$V = 368,71 \text{ KN} > V_y = 137,18 \text{ KN}$$

### VI.11. Conclusion :

Les sollicitations due au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X et Y

# Chapitre VII: Etude portique

# Chapitre VII: Etude portique

## VII.1 introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier les éléments structuraux qui constituent l'ossature principale des hangars, en mettant l'accent sur les portiques (poteaux et traverses). Les portiques constitués de poteaux et de traverses sont les plus couramment utilisés de nos jours en raison de leur simplicité.

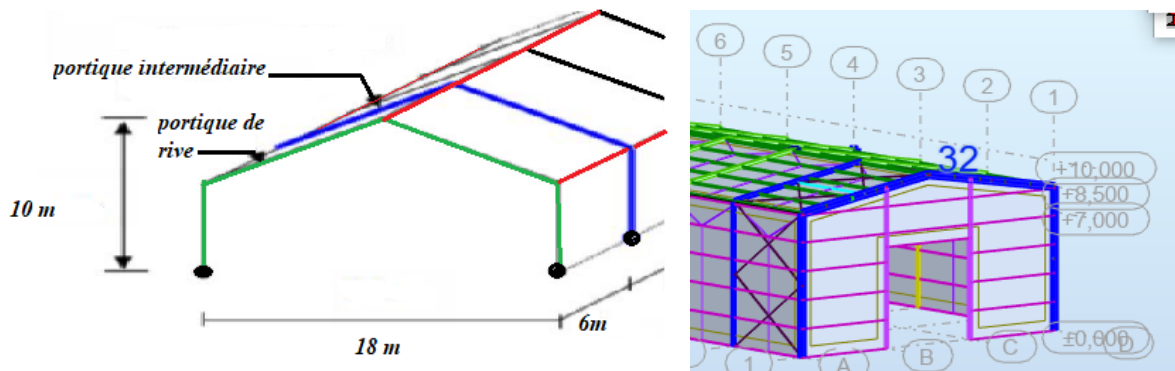


Figure VII.1. : Vue du portique en 3D

## VII.2 Effort sollicitant le portique

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que certains cas l'effort sismique est envisageable.

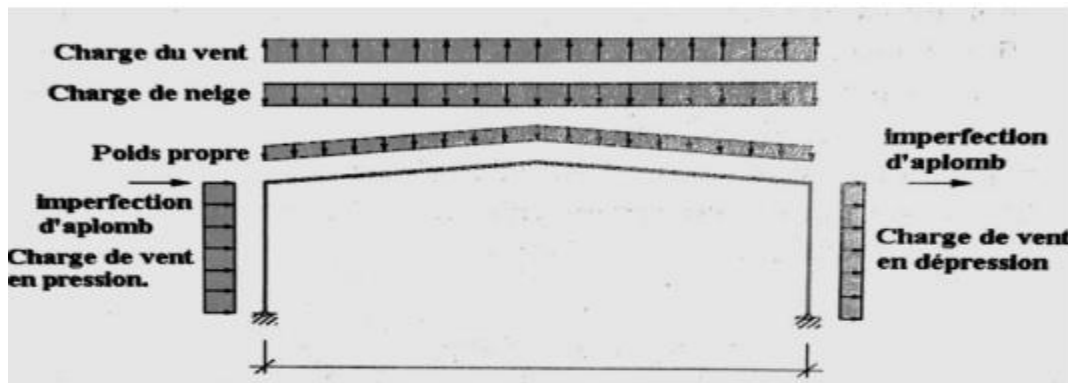


Figure VII.2: Effort sollicitant les portique.

## VII.3. Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture :

### VII.3.1 charges permanentes

- ▢ Couverture et accessoires de pose .....17kg/m<sup>2</sup>
- ▢ Pannes (IPE180) .....18,8kg/m<sup>2</sup>
- ▢ Traverse (estimée)..... 12 kg/ml

$$G = 17 + 10,33 + 12 = 39,33 \text{ daN/m}^2$$

- ▢ Espacement de chaque panne  $e = 1,82 \text{ m}$

$$18,8 / 1,82 = 10,33 \text{ kg/m}^2$$

- ▢ Entre axes des portiques :  $l' = 6 \text{ m}$

## Chapitre VII: Etude portique

---

$$G = 39,33 \times 6 = 235,98 \text{ daN/ml}$$

### VII.3.2 Effet de neige

$$N = 36,4 \times 6 = 218,4 \text{ daN/ml}$$

### VII.3.3. Résultats du vent: (voir CH.II)

**Tableau VII.1:** pression aérodynamique du vents avec pression intérieure

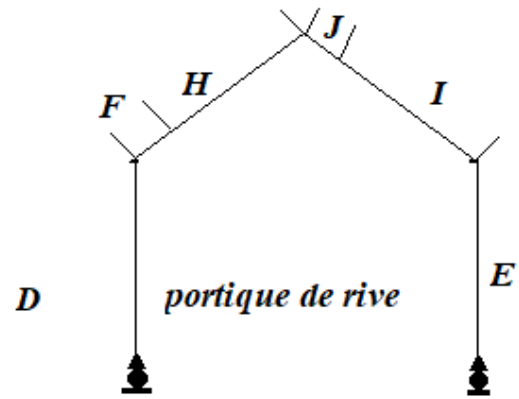
zone	qp	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	W(z)
<b>A</b>	63,878	-1	+0,2	-1,2	- 76,65
<b>B</b>	63,878	-0,8	+0,2	-1	-63,87
<b>C</b>	63,878	-0,5	+0,2	-0,7	-44,71
<b>D</b>	63,878	+0,8	+0,2	0,6	38,32
<b>E</b>	63,878	-0,3	+0,2	-0,5	-31,93

**Tableau VII.2:** Valeur de pression aérodynamique du versions de toiture

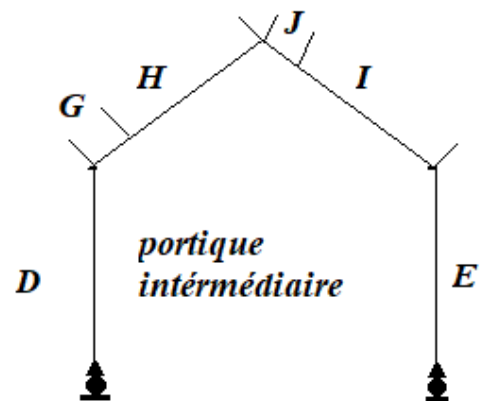
zone	qp	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$c_{pe} - c_{pi}$	W(z)
<b>F</b>	63,878	-1,328	+0,2	-1 ,528	-97,605
		+0,0892	+0,2	-0,1108	-7,077
<b>G</b>	63,878	-1,021	+0,2	-1,221	-77,995
		+0,0892	+0,2	-0,1108	-7,077
<b>H</b>	63,878	-0,466	+0,2	-0,666	42,542
		0,0892	+0,2	-0,1108	-7,077
<b>I</b>	63,878	-0,51	+0,2	-0,71	-45,353
<b>J</b>	63,878	+0,1108	+0,2	-0,0892	-5,697
		-0,778	+0,2	-0,978	-62,472

## Chapitre VII: Etude portique

<i>parois verticales</i>		
<i>zonne</i>	$W(z)$	
<i>D</i>	38,32	229,92
<i>E</i>	- 31,93	-191,58



<i>zonne</i>	$W(z)$	
<i>F</i>	-97,605	-585,63
<i>G</i>	-77,995	-467,97
<i>H</i>	42,542	-255,25
<i>I</i>	-45,353	-272,118
<i>J</i>	-62,472	-374,832

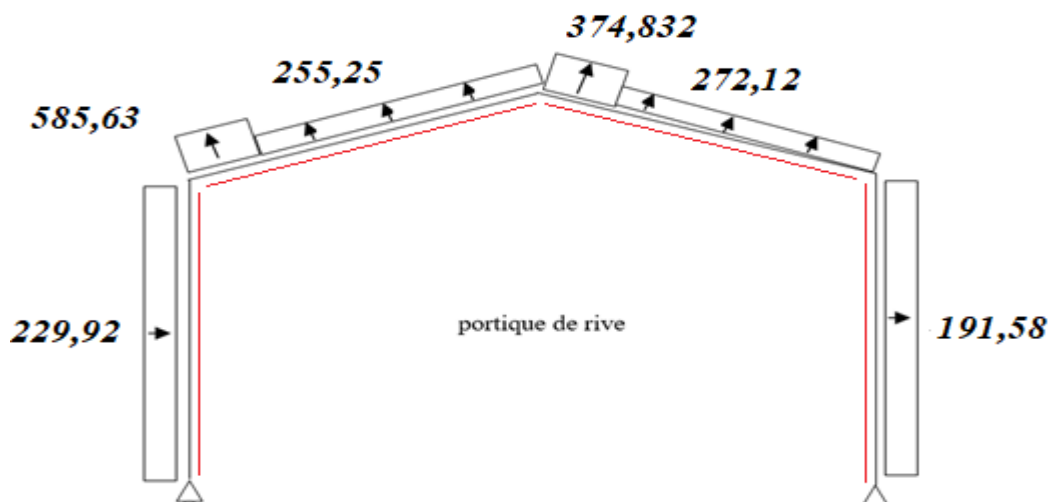


L'entre axe du portique est de 6m

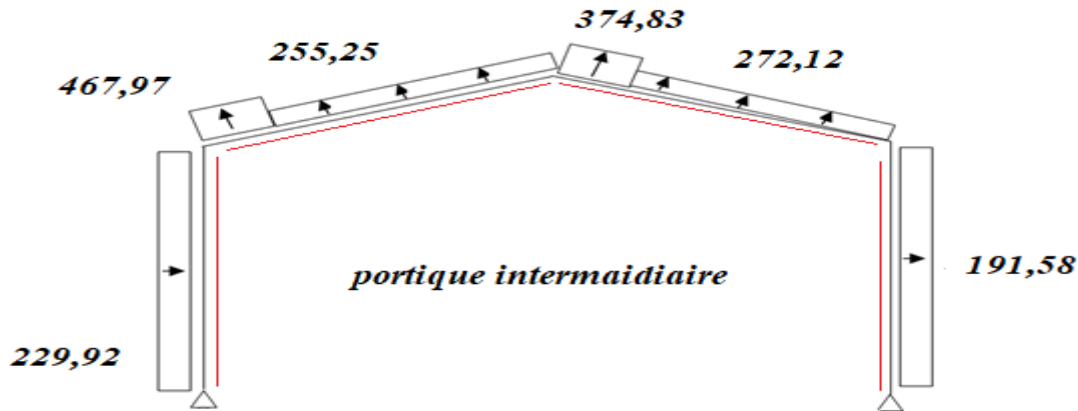
Convention de Signe

(+) pression: action vers la paroi (la force exercée est dirigée vers la parois)

(-) dépression: action du vent hors de la paroi (la force exercée en sens oppose, c'est-à-dire loin de la paroi).



**Figure VII.3:** pression statique du vent sur le portique de rive



**FigureVII.4:** pression statique du vent sur le portique intermédiaire

*Remarque: Le portique intermédiaire est plus chargé vis à vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive. Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.*

– **Coefficient de pression équivalent:**

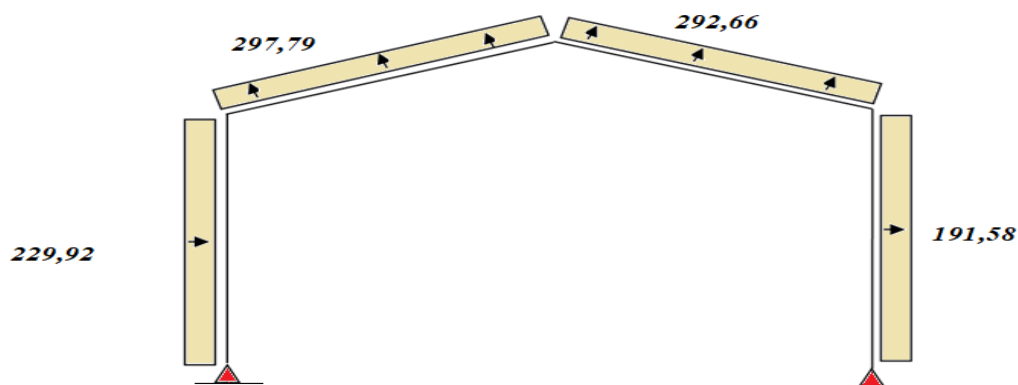
Versant gauche:  $C_{pe.eq} = (C_{pe.G} \times e/10 + C_{pe.H} \times (1/2 - e/10))/l$

Versant droit:  $C_{pe.eq} = (C_{pe.G} \times e/10 + C_{pe.H} \times (1/2 - e/10))/l$

La charge du vent uniformément répartie équivalente se déduit de la même façon

Versant gauche:  $\frac{(467,97 \times \frac{18}{10}) + (255,25 \times \frac{18 - 18}{2 - 10})}{9} = 297,79 \text{ daN/ml}$

Versant droit:  $\frac{(374,83 \times 1,8) + (\frac{18}{2} - 1,8)}{9} = 292,66 \text{ daN/ml}$



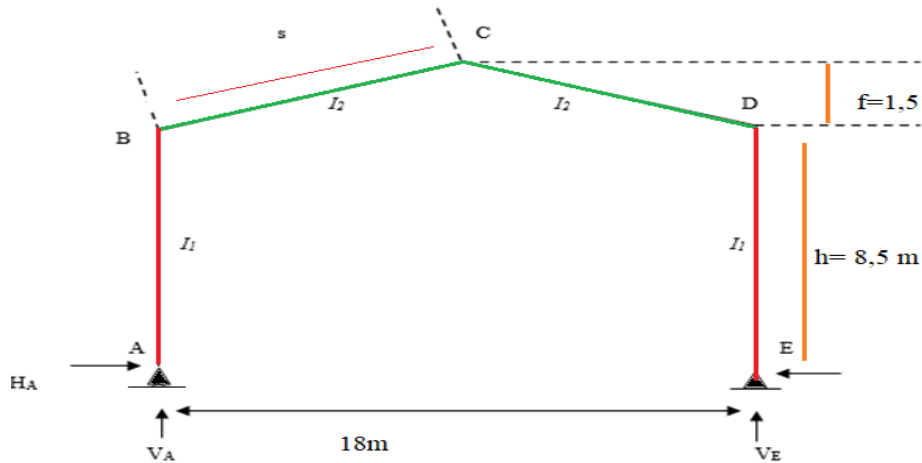
**FigureVII.5:** pression statique du vents équivalent

• **Charge équivalente du vent :**

$$W = \frac{297,79 + 292,66}{2} = 295,23 \text{ daN/ml}$$

### VII.4 Calcul des effort internes

En utilisant la méthode des forces ou des déplacements issue de la théorie de la résistance des matériaux, on calcul les efforts de notre portique.



**Figure VII.6:** Schéma statique du portique étudié

$$k = \frac{\text{raideur\_rampant}}{\text{raideur\_bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s} \quad \varnothing = \frac{f}{h} \quad ; \quad \Delta = k + 3 + 3\varnothing + \varnothing^2$$

On assume  $I_2 = I_1$

$$\frac{I_2 h}{I_1 s} = \frac{h}{s} = \frac{8,50}{9/\cos 9,46} = 0,93$$

$$\varnothing = \frac{f}{h} = \frac{1,5}{8,5} = 0,17$$

$$\Delta = 0,93 + 3 + 3(0,17) + 0,17^2$$

$$\Delta = 4,46$$

### VII.4.1 Charges verticales vers le bas: (charge permanentes et surcharge de neige)

→ Calcul sous la charge unitaire:  $q = 1.0 \text{ daN/ml}$

$$\beta = \frac{8+5\varnothing}{4\Delta} = \frac{8+5 \times 0,17}{4 \times 4,46} = 0,4961$$

$$\gamma = 1 - \beta(1+\varnothing) = 1 - 0,4961(1+0,17) = 0,58$$

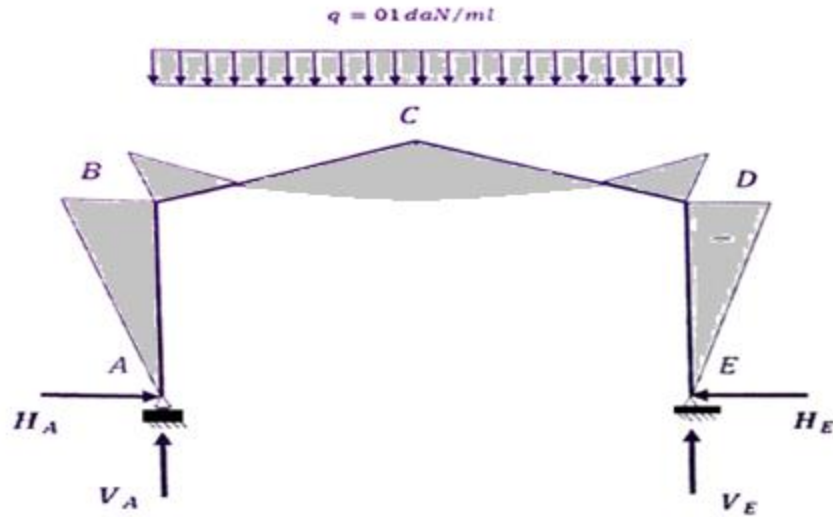
$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0,4961 \times \frac{1 \times 18^2}{8 \times 8,5} = 2,36 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 18}{2} = 9 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0,4961 \times 18^2 / 2 = -20,09 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0,58 \times 162 = 93,96 \text{ daN.m}$$

## Chapitre VII: Etude portique



**Figure VII.7** charges verticales vers le bas (efforts internes)

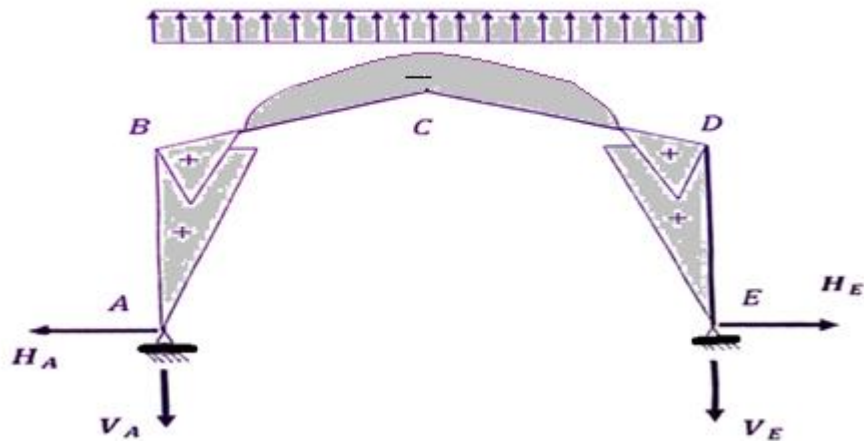
### VII.4.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 2,36 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = 9 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = +\beta \frac{ql^2}{8} = 0,4961 \times 40,5 = 20,09 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -93,96 \text{ daN.m}$$



**Figure VII.8:** charges verticales vers le haut (vent soulèvement)

### VII.4.3 Vent horizontal (pression):

$$\delta = \frac{5K+12+16\phi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0,93 + 12 + 16 \times 0,17}{8 \times 4,46} = 0,5428$$

## Chapitre VII: Etude portique

$$\beta = 1 - \delta = 0,4572$$

$$\gamma = \delta (1 + \phi) = 0,5428 (1 + 0,17) - 1/2 = 0,135$$

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0,5428 \times \frac{1 \times 8,5}{2} = 2,31 \text{ daN}$$

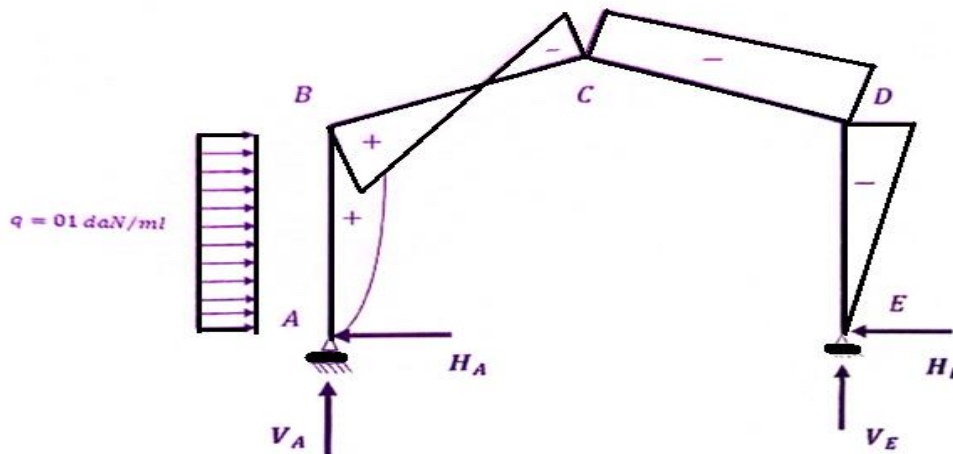
$$H_A = q \cdot h - H_E = 1 \times 8,5 - 2,31 = 6,19 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1 \times 8,5^2}{2 \times 18} = 2,01 \text{ daN}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0,4572 \times \frac{1 \times 8,5^2}{2} = -16,51 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0,5428 \cdot \frac{1 \times 8,5^2}{2} = -19,60 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = -0,135 \frac{1 \times 8,5^2}{2} = -4,87 \text{ daN.m}$$



**Figure VII.9:** Vent horizontal (pression)

### VII.4.4 Vent horizontal (dépression)

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0,5428 \times \frac{1 \times 8,5}{2} = 2,30 \text{ daN}$$

$$H_A = q \cdot h - H_E = 1 \times 8,5 - 2,3 = 6,2 \text{ daN}$$

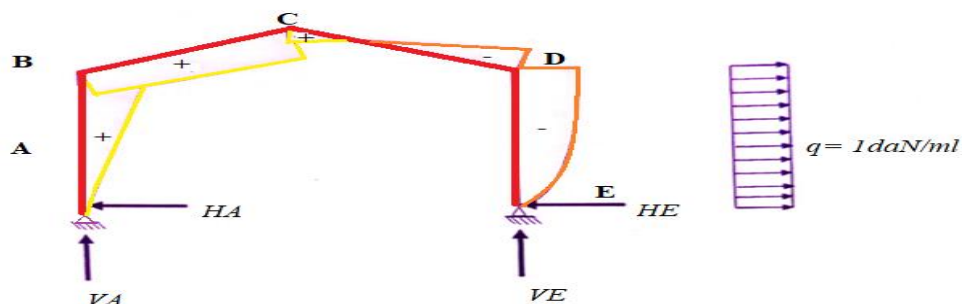
$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 8,5^2}{2 \times 18} = -2,01 \text{ daN}$$

$$M_B = -\beta \frac{qh^2}{2} = -0,4572 \cdot \frac{1 \times 8,5^2}{2} = -16,51 \text{ daN.m}$$

$$M_D = +\delta \frac{qh^2}{2} = +0,5428 \cdot \frac{1 \times 8,5^2}{2} = +19,60 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = 0,135 \cdot \frac{1 \times 8,5^2}{2} = 4,87 \text{ daN.m}$$

## Chapitre VII: Etude portique



**Figure VII.10:** Vent horizontal (depression)

### VII.4.5 Tableau récapitulatifs

*Effort internes sous la charge unitaire  $q = 1 \text{ daN/ml}$*

**Tableau VII.3:** réaction d'appuis sous charges unitaires

		<i>Reaction d'appuis</i>			
Actions	q	HA	HE	VA	VE
G	1	2,36	-2,36	9,00	9,00
N	1	2,36	-2,36	9,00	9,00
V1	1	-2,31	-6,19	-2,01	2,01
V2	1	-6,2	-2,3	2,01	-2,01
V3	1	-2,36	2,36	-9	-9

**Tableau VII.4:** valeur des moment sous charges unitaires

		<b>Moments sur appuis</b>		
Actions	q	MB	MC	MD
G	1	-20,09	93,96	-20,09
N	1	-20,09	93,96	-20,09
V1	1	16,51	-4,87	-19,60
V2	1	16,51	-4,87	-19,60
V3	1	20,09	-93,96	20,09

## Chapitre VII: Etude portique

### VII.4.6. Effort internes sous charges réelles (daN)

**Tableau VII.5:** Réaction d'appuis sous charges réelles

		<i>Reaction d'appuis</i>			
Actions	q	HA	HE	VA	VE
G	235,98	556,91	-556,91	2123,82	2123,82
N	218,4	515,42	-515,42	1965,60	1965,60
V1	229,92	-531,11	-1423,20	-462,13	462,13
V2	191,58	-1187,79	-440,63	385,07	-385,07
V3	295,23	-696,74	696,74	-2657,07	-2657,07
Vt=V1+V2+V3	/	-2415,64	-1167,09	-2734,13	-2580,01

**Tableau VII.6:** valeurs des moment sous charges réelles

		<b>Moments sur appuis</b>		
Actions	q	MB	MC	MD
G	235,98	-4740,80	22172,70	-4740,80
N	218,4	-4387,60	20520,90	-4387,70
V1	229,92	3795,90	-1119,70	-4506,40
V2	191,58	3162,98	-932,99	-3754,96
V3	295,23	5931,17	27739,81	5931,17
Vt	/	12890,05	25687,12	-2330,18

- Combinaisons à l'ELU

**Tableau VII.7:** combinaison à l'ELU réaction d'appuis

<i>Reaction d'appuis</i>				
Combinaisons	HA	HE	VA	VE
1,35G+1,5N	1524,9	-1524,9	5815,5	5815,5
1,35G+1,35N+1,35Vt	-2647,7	-962,157	-3011,66	-2869,60
G+1,5Vt	-3387,48	-1514,65	-3865,21	-3634,03

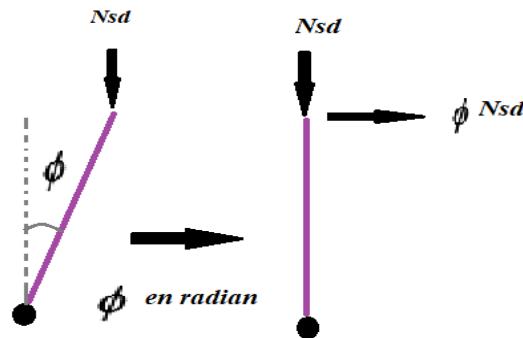
## Chapitre VII: Etude portique

**Tableau VII.8:** combinaison à l'ELU pour les moments

<i>Moments (daN.m)</i>			
Combinaisons	MB	MC	MD
<b>1,35G+1,5N</b>	<b>-12981,4</b>	<b>60714,4</b>	<b>-12981,6</b>
<b>1,35G+1,35N +1,35Vt</b>	<b>18014,98</b>	<b>35291,02</b>	<b>-2532,33</b>
<b>G+1,5Vt</b>	<b>19571,05</b>	<b>38766,66</b>	<b>-3259,29</b>

### VII.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale:

L'imperfection géométrique est prise en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15 % de la somme des efforts verticaux. elle peut être remplacée par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.



**Figure VII.11 :** Imperfection géométrique

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

Avec :

$H_{eq}$ : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau

$N_{sd}$ : effort normal de compression dans le poteau

$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$  ; Défaut initial d'aplomb

$$\phi_0 = \frac{1}{200} \text{ Est la valeur de base}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}}$$

est le coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$\alpha_m$ : est le coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteau dans une rangée

$H = 10m$ : hauteur de la structure

## Chapitre VII: Etude portique

---

m = 2 nombre de poteau dans une file

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}} = \frac{2}{\sqrt{10}} = 0,632$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)} = \sqrt{0,5(1 + 1/2)} = 0,866$$

$$\phi = 1/200 \times 0,632 \times 0,866 = 0,0027$$

### VII.5.1 Modélisation avec imperfection

- Effort en pied de poteaux aux ELU

**Tableau VII.9:** effort de poteaux aux ELU

Combinaisons	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	HA	VA	HE	VE	H	V
<b>Comb 1</b>	1524,9	5815,5	-1524,9	5815,5	0	11631
<b>Comb 2</b>	-2647,7	-3011,66	-962,157	-2869,60	-3609,85	-5881,26
<b>Comb 3</b>	-3387,48	-3865,21	-1514,65	-3634,03	-4902,12	-7499,24

**Tableau VII.10:** prise en compte des défauts d'aplomb

Combinaisons ELU	H	0,15V	H  ≥ 0,15 V
<b>Comb 1</b>	0,00	1744,65	Non
<b>Comb 2</b>	-3609,85	-882,18	Oui
<b>Comb 3</b>	-4902,12	-1124,88	Oui

⇒ |H| < 0,15|V| les défauts d'aplomb sont à considérer pour la combinaison n<sup>o</sup>1 :  
1,35G+1,5N

**Remarque :** Les défauts d'un plan ne sont pas à considérer pour les combinaisons incluant les effets du vent car la condition suivante : |H| < 0,15|V| est généralement non vérifiée effort équivalent en tête des poteaux.

## Chapitre VII: Etude portique

**Tableau VII.11:** effort équivalent en tête du poteau.

Combinaisons	Poteau 1		Poteau 2	
	Nsd	Heq=∅ Nsd	Nsd	Heq= ∅Nsd
<b>Comb 1</b> <b>1,35 G+ 1,5 N</b>	<b>5815,5</b>	<b>15,7</b>	<b>5815,5</b>	<b>15,7</b>

### VII.5.2 Calcul des efforts internes additionnels

- **Effort horizontal en tête du poteau**

On applique une charge totale au niveau du poteau gauche

$$P = 2 \times 15,7 = \mathbf{31,4daN}$$

On a :

$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{0,17(3+2 \times 0,17)}{2 \times 4,46} \right] = 0,53$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{0,17(3+2 \times 0,17)}{2 \times 4,46} \right] = 0,47$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[ 1 - \frac{(1-\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,17}{2} \left[ 1 - \frac{(1-0,17)(3+2 \times 0,17)}{2 \times 4,46} \right] = \mathbf{0,058}$$

$$H_A = \beta P = 0,53 \times 31,4 = \mathbf{16,64daN}$$

$$H_E = P - H_A = \mathbf{14,76daN}$$

$$V_A = -V_E = \frac{-Ph}{l} = \frac{-31,4 \times 8,5}{18} = \mathbf{-14,82 daN}$$

$$M_B = +\beta Ph = +0,53 \times 31,4 \times 8,5 = \mathbf{141,45daNm}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0,47 \times 31,4 \times 8,5 = \mathbf{-125,44daNm}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0,058 \times 31,4 \times 8,5 = \mathbf{-15,48daNm}$$

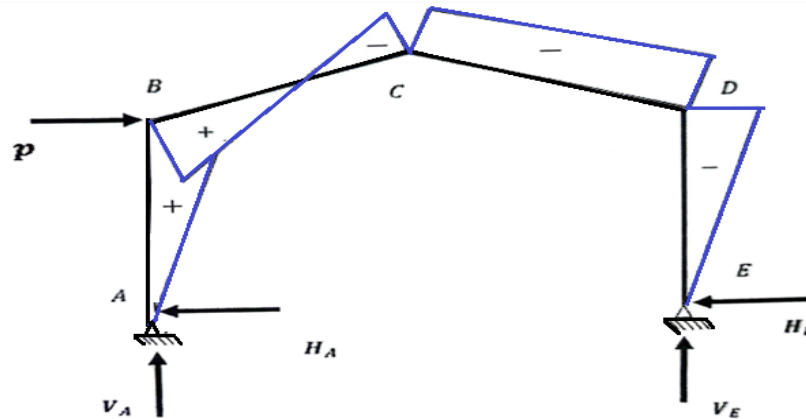


Figure VII.12: effort horizontale en tête du poteau

### VII.5.3 combinaisons à l'ELU avec prise en compte de $H_{eq} = P$

Tableau VII. 12 : combinaison à l'ELU pour les réactions d'appuis avec pris en compte de  $H_{eq}$

<i>Reaction d'appuis</i>				
Combinaisons	HA	HE	VA	VE
<b>1,35G+1,5N</b>	<b>1524,9</b>	<b>-1524,9</b>	<b>5815,5</b>	<b>5815,5</b>
<b>P</b>	<b>16,64</b>	<b>14,76</b>	<b>-14,82</b>	<b>14,82</b>
<b>1,35G+1,5N+P</b>	<b>1541,54</b>	<b>-1510,14</b>	<b>5800,68</b>	<b>5830,82</b>
<b>1,35G+1,35N+1,35Vt</b>	<b>-2647,7</b>	<b>-962,157</b>	<b>-3011,66</b>	<b>-2869,60</b>
<b>G+1,5Vt</b>	<b>-3387,48</b>	<b>-1514,65</b>	<b>-3865,21</b>	<b>-3634,03</b>

Tableau VII.13 : combinaison à l'ELU pour les moments avec pris en compte de  $H_{eq}$

<i>Moments (daN.m)</i>			
Combinaisons	MB	MC	MD
<b>1,35G+1,5N</b>	<b>-12981,4</b>	<b>60714,4</b>	<b>-12981,6</b>
<b>P</b>	<b>141,45</b>	<b>-15,48</b>	<b>-125,44</b>
<b>1,35G+1,5N+ P</b>	<b>-12839,95</b>	<b>60698,92</b>	<b>-13107,04</b>
<b>1,35G+1,35N +1,35Vt</b>	<b>18014,98</b>	<b>35291,02</b>	<b>-2532,33</b>

## Chapitre VII: Etude portique

G+1,5Vt	19571,05	38766,66	-3259,29
---------	----------	----------	----------

### VII.6 Choix de la méthode d'analyse

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$

Si  $\alpha_{cr} \geq 10$  structure rigide : analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre.

Si  $\alpha_{cr} < 10$  structure souple : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2<sup>ème</sup> ordre

Si  $\alpha_{cr} \geq 15$  structure rigide : analyse plastique

#### VII.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum

Dans le cas des portiques à faible pente ( $\alpha \leq 26^\circ$ ), le coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$  peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_H} \times \frac{h}{V}$$

Avec :

**H** : action horizontal totale

**V** : action vertical total e

**$\delta_H$** : Déplacement horizontal

**h** : hauteur du poteau

Ou bien par la relation suivante

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4+3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}}$$

Avec :

$N_{sd,p}$  : effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$  : effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$  : effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$  : effort critique d'Euler dans la traverse

$I$  : le moment d'inertie de l'**IPE450** suivant l'axe y-y (estimé)

$$R = \frac{I_1.S}{I_2.h} = \frac{S}{h} = \frac{9,12}{8,5} = 1,07 \quad \text{avec } (I_1 = I_2)$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2.I.E}{h^2} = \frac{\pi^2.2,1 \times 10^4.33740}{912^2} = 839912,39 \text{ daN}$$

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2.I.E}{h^2} = \frac{\pi^2.2,1 \times 10^4.33740}{850^2} = 966909,47 \text{ daN}$$

Sous combinaison 1,35G+1,5N

$$N_{sd,t} = 5815,5 \sin 9,46 + 1524,9 \cos 9,46 = 2459,98 \text{ daN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4+3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} = \frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{2459,98}{839912,39} + (4+3.3.1,07) \frac{5815,5}{966909,47}$$

$$= 0,002 + 7,531 \times 0,006 = 0,047$$

$$\alpha_{cr} = 21,19 > 15$$

## Chapitre VII: Etude portique

Donc :  $\alpha_{cr} \geq 15$  structure rigide : analyse plastique

### VII.6.2 Moments maximaux sollicitant la traverse

Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison : 1.35G + 1.5N + P

- Aux appuis :  $M_B = -128,39 \text{ KN.m}$  ;  $M_D = -131,07 \text{ KN.m}$
- Au faitage :  $M_C = 606,98 \text{ KN.m}$

Action vers le haut : (vent soulèvement)

Sous la combinaison : G + 1.5V<sub>t</sub>

- Aux appuis :  $M_B = 195,71 \text{ KN.m}$  ;  $M_D = 387,66 \text{ KN.m}$
- Au faitage :  $M_C = -32,59 \text{ KN.m}$

### VII.7 Dimensionnement de la traverse

#### VII.7.1 Vérification a la flèche (IPE450)

Tableau VII. 14: caractéristique de l'IPE450

G (kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	d(mm)
77,6	450	190	9,4	14,6	98,8	378,8

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée

Soit un IPE 450  $W_{ply} = 1702 \text{ m}^2$

$$\delta = \frac{1}{384.E.I_y} (5ql^2 - 48M_B.l^2)$$

$$q = G + N = 235,98 + 218,4 = 454,38 \text{ daN/ml}$$

$$E = 2,1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^4$$

$$M_c = 426,94 \text{ KN.m}$$

Sachant que:

$$\delta_{max} = L / 200 = 1800 / 200 = 9 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 33740} (5 \times 4,54 \times 10^{-2} \times 1800^4 - 48(426,94)(1800)^2) \text{ cm}$$

$$\delta = 8,67 \text{ cm} < \delta_{max} = 9 \text{ cm}$$

**condition vérifiée.**

#### VII.7.2 Vérification de l'IPE450 pour la traverse à (l'ELU)

Vérification de la section à la résistance :

→ Bilan des efforts :

## Chapitre VII: Etude portique

---

$$M_{y.sd} = 131,29 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 58,16 \sin 9,46 + 15,25 \cos 9,46 = 24,60 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 58,16 \cos 9,46 - 15,25 \sin 9,46 = 55,77 \text{ KN}$$

### Classe de la section

Section sollicitée en flexion composé : → section de classe 01

### Vérification des efforts tranchants

$$V_{plrd} = \frac{A_w \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{5090 \times 23,50}{1,1 \sqrt{3}} = 6278159 \text{ daN} = 62781,59 \text{ KN.}$$

$$V_{z.sd} = 55,77 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} < V_{plrd}$$

**Condition Vérifiée**

- **Vérification de l'effort normal**

$$N_{sd} = 24,60 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{98,8 \times 23,50}{1,1} = 2110,72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < 0,5 N_{plrd} = 1055,36 \text{ KN}$$

**Condition Vérifiée**

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

- **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{y.sd} \leq M_{c.rd}$

$$M_{y.sd} = 131,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy rd} = M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{1702 \times 23,50}{1,1} = 36360,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} < M_{cy rd}$$

**condition vérifiée**

Vérification de l'élément aux instabilités :

### Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait selon la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + K_{yy} \frac{M_{y.sd}}{M_{plyrd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \lambda_y^{-2}]^{0,5}} \text{ Formule (5-46)}$$

## Chapitre VII: Etude portique

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{182}{18,5} = 9,84$$

$\alpha$  : Facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{9,84}{93,9} = 0,10$$

### ○ Courbe de flambement :

$h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2$  courbe de flambement (a)

**Axe de flambement Y-Y**

**(Eurocode 3)**

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + 0,21(0,10 - 0,2) + 0,10^2 \right] = 0,49$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,49 + [0,49^2 - 0,10^2]^{0,5}} = 1,03$$

**Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

Avec

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec}$$

$\beta_w = 1$  car la section est de classe 1

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{912}{4,12} = 221,36$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{221,36}{93,9} = 2,36$$

### • Courbe de flambement :

$h/b = 450/190 = 2,37 > 1,2$  courbe de flambement (b)

**Axe de flambement Z-Z**

**(Eurocode 3)**

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,34(2,36 - 0,2) + 2,36^2 \right] = 7,26$$

$$\chi_z = \frac{1}{7,26 + [7,26^2 - 2,36^2]^{0,5}} = 0,071$$

Coefficient de réduction de réduction minimale pour le flambement

## Chapitre VII: Etude portique

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (1,03; 0,071) = \chi_z = 0,071$$

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0,2] \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[ 0,95 \left( 1 + [0,10 - 0,2] \frac{2460}{1,03 \times 0,01131} \right); 0,95 \left( 1 + 0,8 \frac{2460}{1,03 \times 0,01131} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[0,948; 0,958] = 0,948$$

$$k_{zy} = 0,6 \times 0,948 = 0,56$$

$$N_{by.Rd} = 1,03 \times 2110,72 = 2174,04 \text{ KN}$$

$$N_{bz.Rd} = 0,071 \times 2110,72 = 149,86 \text{ KN}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,5}} = \frac{\frac{456,21}{4,12}}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{456,21/4,12}{45/14,6} \right)^2 \right]^{0,25}} = 38,15$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{38,15}{93,9} = 0,41$$

- **Courbe de flambement:**

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,36 > 1,2 \rightarrow \text{Axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe b } \alpha_y = 0,34$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,34(0,41 - 0,2) + 0,41^2] = 0,62$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,62 + [0,62^2 - 0,41^2]^{0,5}} = 0,92$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply.Rd} = 0,92 \times \frac{1702 \times 23,5}{1,1} = 33452,04 \text{ daN.m}$$

- **Vérification au flambement (dans le plan) avec risque de flambement:**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} = \frac{2460}{2174404} + \frac{0,948 \times 13129}{33452,04} = 0,01 + 0,37$$

$$= 0,38 < 1$$

**Condition Vérifiée**

- **Vérification au déversement (hors le plan) avec risque de déversement**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} = \frac{2460}{14986} + \frac{0,56 \times 13129}{33452,04} = 0,16 + 0,21$$

$$= 0,37 < 1$$

**Condition Vérifiée**

### VII.8 vérification des poteaux

Bilan des efforts

$$M_{y,sd} = 131,29 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 24,60 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 55,77 \text{ KN}$$

#### VII.8.1 vérification de la résistance au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique )

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

Remarque l'ossature est sensible aux effets de seconde ordre .la longueur de flambement de poteau pour le flambement dans le plan du portique et donc prise comme étant  $L_y = 8,5 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{850}{22,4} = 45,94$$

$\alpha$  : Facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{45,94}{93,9} = 0,48$$

- **Courbe de flambement**

$h/b = 450/190 = 2,36 > 1,2$  courbe de flambement (a)

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,48 - 0,2) + 0,48^2] = 0,64$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,64 + [0,64^2 - 0,48^2]^{0,5}} = 0,94$$

$$N_{pl,rd} = A f_y / \gamma M_0 = 98,8 \times 2350 / 1,1 = 211072,72 \text{ daN.m}$$

$$N_{by,rd} = \chi_y \times N_{pl,rd} = 0,94 \times 211072,72 = 198408,35 \text{ daN}$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors le plan du portique)

$l_z = 1,7 \text{ m}$  (entre axe des lisses )

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

## Chapitre VII: Etude portique

---

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{170}{4,12} = 41,26$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{41,26}{93,9} = 0,43$$

- **Courbe de flambement :**

$h/b = 450/190 = 2,36 > 1,2$  courbe de flambement (b)

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,34(0,43 - 0,2) + 0,43^2 \right] = 0,63$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,63 + [0,63^2 - 0,43^2]^{0,5}} = 0,91$$

Coefficient de réduction de réduction minimale pour le flambement

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,94; 0,91) = 0,91$$

$$N_{bz,rd} = \chi_z \times N_{pl,rd} = 0,91 \times 211072,72 = 192076,17 \text{ daN}$$

- **Calcul de la résistance au déversement:**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right]$$

$\alpha_{LT}$ : facteur d'imperfection pour déversement

$h/b = 450/190 = 2,36 > 1,2$  courbe de flambement (b)  $\alpha_{LT} = 0,49$

L'élanement réduit sera  $\lambda_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 0,93\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,5}}$$

## Chapitre VII: Etude portique

---

$$C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = M_a / M_b$$

$$\text{Avec: } -1.0 \leq \Psi \leq 1.0$$

$M_a < M_b$ : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé

$$M_c = 60714,4 \text{ daN.m} = 607,14 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{60714,4 \times 6}{8} = 45535,8 \text{ daN.m}$$

$$\Psi = \frac{45535,8}{60714,4} = 0,75$$

On prend  $C_1 = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,5}} = \frac{\frac{170}{4,12}}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{170/4,12}{45/14,6} \right)^2 \right]^{0,25}} = 21,84$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{21,84}{93,9} = 0,23$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,23 - 0,2) + 0,23^2 \right] = 0,534$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,534 + [0,534^2 - 0,23^2]^{0,5}} = 0,981$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23,50}{1,1} = 36360,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0,98 \times \frac{1702 \times 23,5}{1,1} = 35633,68 \text{ daN.m}$$

### VII.8.2. Calcul des coefficients d'interaction $k_{ij}$ :

→ **Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors plan zz :**

Le flambement hors-plan du à d'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifiée si l'expression suivante est satisfaite:

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{ysd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_z = 0.43 \geq 0.4$  le Facteur d'interaction  $k_{zy}$  est calculé d'après :

$$\bar{\lambda}_z = \max \left[ \left( 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{c_{mLT} - 0,25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right); \left( 1 - \frac{0,1}{c_{mLT} - 0,25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

## Chapitre VII: Etude portique

---

**CmLT** : est facteur de moment équivalent pour tenir compte de forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux ( voir ANNEXE 4)

$$CmLT = 0.6 + 0.4\Psi ;$$

$$\Psi = Ma / Mb = 45535,8 / 60714,4 = 0,75$$

$$CmLT = 0.6 + 0.4 \times 0,75 = 0,9$$

$$kzy = \max \left[ \left( 1 - \frac{0,43 \times 0,1}{0,9 - 0,25} \times \frac{2460}{192076,17} \right); \left( 1 - 0,1 / 0,9 - 0,25 \times \frac{2460}{192076,17} \right) \right]$$

$$kzy = \max(0,999 ; 0,998) = 0,999$$

$$\frac{2460}{192076,17} + \frac{0,999 \times 13129}{35633,68} = 0,52 < 1$$

**Condition Vérifiée**

→ **Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy :**

Le flambement dans plan du à d'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifiée si l'expression suivante est satisfaite:

$$\frac{Nsd}{N_{bz.Rd}} + k_{yy} \frac{Mysd}{M_{b.Rd}} \leq 1$$

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{Nsd}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{Nsd}{\chi_y \times N_{by.Rd}} \right) \right]$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\Psi ; \quad \Psi = Ma / Mb = 0.0$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 * 0.0 = 0.6$$

$$k_{yy} = \min \left[ \begin{array}{l} 0.6 \left( 1 + [0,48 - 0.2] \frac{2460}{198408,35} \right) \\ ; 0.6 \left( 1 + 0.8 \frac{2460}{198408,35} \right) \end{array} \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.602 ; 0.605) = 0.602$$

$$\frac{Nsd}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \frac{Mysd}{M_{b.Rd}} = \frac{2460}{198408,35} + 0,602 \frac{13129}{35633,69} = 0,23 < 1 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### VII.9.Conclusion:

L'étude que nous avons effectué nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et les profilé sont IPE450 pour la traverse

IPE450 pour le poteau

# Chapitre VIII: calcul des assemblages

# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

## VIII.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons les différents types d'assemblages et les méthodes de calcul associées, en nous concentrant sur des exemples spécifiques comme l'assemblage de rive (poteau-traverse), le calcul de l'assemblage du faîtage, ainsi que celui de l'assemblage au gousset. Nous aborderons également les avantages des boulons HR et les différentes approches utilisées pour garantir que chaque assemblage respecte les normes de sécurité et de performance. L'objectif est de fournir une vision complète des méthodes de calcul appliquées aux assemblages dans le cadre des structures métalliques, afin d'assurer une répartition optimale des forces et de prévenir tout risque de défaillance structurelle.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

## VIII.2.Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

## VIII.3. Assemblage de rive (Poteau-Traverse):

L'assemblage poteau - traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

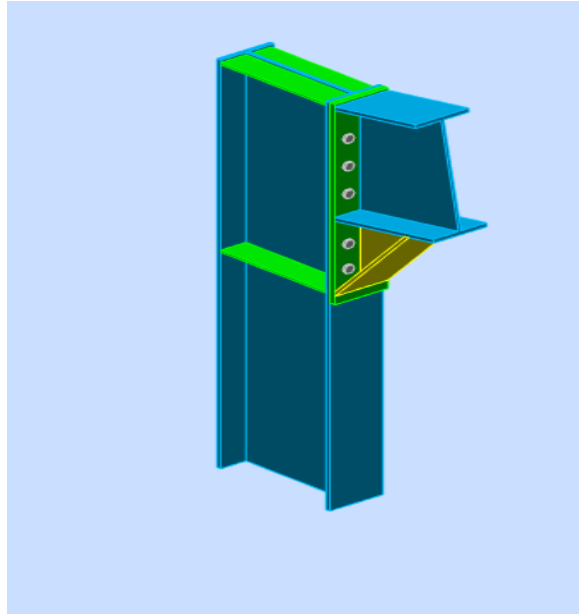


Figure VIII .1 : poteaux et traverse



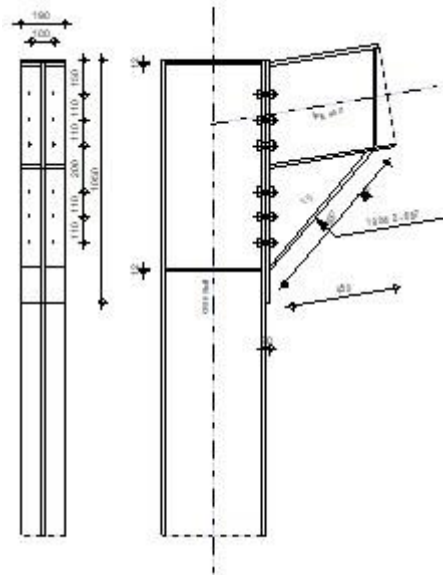
Robot Structural Analysis Professional 2023

### Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
0,72



## GENERAL

Assemblage N°: 1

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

Assemblage N°: 1  
Nom de l'assemblage: Angle de portique  
Noeud de la structure: 137  
Barres de la structure: 109, 112

### GEOMETRIE

---

#### POTEAU

Profilé: IPE 450  
Barre N°: 109  
 $\alpha = -90,00$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 450$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 190$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER  
 $f_{yc} = 235000,000$  [kPa] Résistance

#### POUTRE

Profilé: IPE 450  
Barre N°: 112  
 $\alpha = 9,46$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 450$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 190$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 138,240$  [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 150$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 100$  [mm]

Entraxe  $p_i = 110; 110; 200; 110; 110$  [mm]

### **PLATINE**

$h_p = 1050$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 190$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_d = 190$  [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 450$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 450$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 49,73$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### **RAIDISSEUR POTEAU**

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

### Supérieur

$h_{su} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 12$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 12$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 13$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 9$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 7$  [mm] Soudure horizontale

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M3} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### EFFORTS

---

#### Etat limite: ultime

Cas: 8: COMB1 (1+2) \*1.35+7\*1.50

$M_{b1,Ed} = 290,339$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 124,919$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -55,575$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

$M_{b1,Ed} = 290,339$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	
$M_{c1,Ed} = 290,339$	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur	
$V_{c1,Ed} = 55,575$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	
$N_{c1,Ed} = -124,919$	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur	

### RESULTATS

---

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

##### COMPRESSION

$A_b = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 2322,270$  [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

##### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 95,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1300,391$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,10 < 1,00$  **vérifié** (0,10)

##### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 399,921$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

##### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3938,92$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 925,647$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

##### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 925,647$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 890$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1040,609$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 9,46$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 49,73$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{\text{eff,c,wb}} = 233$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{\text{vb}} = 50,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,90$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{\text{com,Ed}} = 168592,055$  [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{\text{wc}} = 0,98$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_{\text{s}} = 21,67$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}} + A_{\text{s}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 963,756$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{\text{wb}} = 379$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_{\text{p}} = 0,99$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,81$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_{\text{s}} = 6,73$  Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi = 1,00$  Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}} + A_{\text{s}} \chi f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 876,697$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$$

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 669,750$  [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$$

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 669,750$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

### RESISTANCES DU POTEAU

#### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$M_{b1,Ed} = 290,339$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,000$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 55,575$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,000$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 702$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 385,845$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 50,85$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 50,85$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 1018$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 2,379$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,607$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,607$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} * f_{y,wc} ) / ( \sqrt{3} \gamma_{M0} ) + \text{Min}( 4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , ( 2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd} ) / d_s )$			
$V_{wp,Rd} = 628,701$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,61 < 1,00$	vérié (0,61)

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 273$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 50,85$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,87$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 175609,123$	[kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,95$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 21,67$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1007,732$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wc} = 379$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

Flambement:

$d_{wc} = 379$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,07$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 6,73$  Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$  Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 888,805$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 888,805$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 270$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 50,85$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,87$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 175609,123$  [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 0,95$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 21,67$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 1002,553$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 379$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,06$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,77$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 6,73$  Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$  Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$F_{c,wc,Rd2} = 886,867$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 886,867$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

### PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	28	-	45	-	110	179	173	173	173	200	143	143	143
2	28	-	45	-	110	179	170	170	170	220	110	110	110
3	28	-	45	-	155	179	170	170	170	310	155	155	155
4	28	-	45	-	155	179	170	170	170	310	155	155	155
5	28	-	45	-	110	179	170	170	170	220	110	110	110
6	28	-	45	-	110	179	173	173	173	200	143	143	143

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	35	-	45	-	110	221	201	201	201	220	158	158	158
2	35	-	45	-	110	221	197	197	197	220	110	110	110
3	35	-	45	-	155	221	197	197	197	310	155	155	155
4	35	-	45	-	155	221	197	197	197	310	155	155	155
5	35	-	45	-	110	221	197	197	197	220	110	110	110
6	35	-	45	-	110	221	197	197	197	220	153	153	153

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,1}$  – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2}$  – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 1339,500 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 138,240 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 216,970 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} ( F_{t1,Rd,comp} )$	221,153	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 221,153$	221,153	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 358,946$	358,946	Âme du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 273,215$	273,215	Platine d'about - traction

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(1)} = 444,213$	444,213	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 433,941$	433,941	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} = 628,701$	628,701	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 888,805$	888,805	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1040,609$	1040,609	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 669,750$	669,750	Ame de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	184,798	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 220,097$	220,097	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 353,978$	353,978	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 270,615$	270,615	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 434,556$	434,556	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 433,941$	433,941	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 628,701 - 221,153$	407,548	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 888,805 - 221,153$	667,651	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1040,609 - 221,153$	819,456	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 669,750 - 221,153$	448,597	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 405,951 - 221,153$	184,798	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 492,875 - 221,153$	271,721	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 466,454 - 221,153$	245,300	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 591,420 - 221,153$	370,266	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	214,141	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 220,097$	220,097	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 353,978$	353,978	Ame du poteau - traction

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(3)} = 270,615$	270,615	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 434,556$	434,556	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 433,941$	433,941	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 628,701 - 405,951$	222,750	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 888,805 - 405,951$	482,853	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1040,609 - 405,951$	634,658	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 669,750 - 405,951$	263,799	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 410,705 - 184,798$	225,907	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 511,058 - 184,798$	326,260	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 620,092 - 405,951$	214,141	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 683,159 - 405,951$	277,208	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 464,829 - 184,798$	280,031	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 585,385 - 184,798$	400,587	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 712,252 - 405,951$	306,300	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 933,815 - 405,951$	527,863	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	8,609	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 220,097$	220,097	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 353,978$	353,978	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 270,615$	270,615	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 434,556$	434,556	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 433,941$	433,941	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 628,701 - 620,092$	8,609	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 888,805 - 620,092$	268,712	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1040,609 - 620,092$	420,517	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 669,750 - 620,092$	49,658	Ame de la poutre - compression

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 428,282 - 214,141$	214,141	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 573,253 - 214,141$	359,112	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 624,846 - 398,939$	225,907	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 694,662 - 398,939$	295,723	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 834,233 - 620,092$	214,141	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 801,287 - 620,092$	181,195	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 491,596 - 214,141$	277,455	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 684,790 - 214,141$	470,649	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 710,627 - 398,939$	311,688	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 927,780 - 398,939$	528,841	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 958,050 - 620,092$	337,958	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1276,210 - 620,092$	656,118	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	0,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 220,097$	220,097	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 353,978$	353,978	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 270,615$	270,615	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 434,556$	434,556	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 433,941$	433,941	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 628,701 - 628,701$	0,000	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 888,805 - 628,701$	260,103	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1040,609 - 628,701$	411,908	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 669,750 - 628,701$	41,049	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 410,705 - 8,609$	402,096	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 511,058 - 8,609$	502,449	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 624,846 - 222,750$	402,096	Aile du poteau - traction - groupe

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 3 F_{tj,Rd} = 694,662 - 222,750$	471,912	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2 F_{tj,Rd} = 821,410 - 407,548$	413,863	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2 F_{tj,Rd} = 780,842 - 407,548$	373,295	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1 F_{tj,Rd} = 1030,797 - 628,701$	402,096	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1 F_{tj,Rd} = 856,471 - 628,701$	227,770	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4 F_{tj,Rd} = 464,829 - 8,609$	456,220	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4 F_{tj,Rd} = 585,385 - 8,609$	576,776	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3 F_{tj,Rd} = 710,627 - 222,750$	487,877	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3 F_{tj,Rd} = 927,780 - 222,750$	705,030	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2 F_{tj,Rd} = 929,658 - 407,548$	522,110	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2 F_{tj,Rd} = 1170,770 - 407,548$	763,222	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1 F_{tj,Rd} = 1177,081 - 628,701$	548,379	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1 F_{tj,Rd} = 1519,200 - 628,701$	890,499	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	757	221,153	221,153	358,946	273,215	444,213	276,480	433,941
2	647	184,798	220,097	353,978	270,615	434,556	276,480	433,941
3	537	214,141	220,097	353,978	270,615	434,556	276,480	433,941
4	337	8,609	220,097	353,978	270,615	434,556	276,480	433,941
5	227	-	220,097	353,978	270,615	434,556	276,480	433,941
6	117	-	221,153	358,946	270,615	434,556	276,480	433,941

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 404,825 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,72 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$  Coefficient pour le calcul de  $F_{v,Rd}$  [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,90$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 109,591$  [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 138,240$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 191,844$  [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 191,844$  [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	276,480	-9,263	221,153	158,610	149,348	134,613
2	276,480	-9,263	184,798	132,536	123,274	149,378
3	276,480	-9,263	214,141	153,581	144,318	137,461
4	276,480	-9,263	8,609	6,174	-3,088	219,183
5	276,480	-9,263	0,000	0,000	-9,263	219,183
6	276,480	-9,263	0,000	0,000	-9,263	219,183

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{j,Rd} = 1079,000$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,12 < 1,00$	vérifié	(0,12)
---------------------------------	---------------	---------	--------

### RESISTANCE DES SOUDURES

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$A_w =$	249,64	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	102,86	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	146,78	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	209428,65	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	48781,151	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	47253,441	[kPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	8510,471	[kPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	97562,302	<	365000,000 <b>vérifié</b>	(0,27)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	95649,543	<	365000,000 <b>vérifié</b>	(0,26)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	48781,151	<	262800,000 <b>vérifié</b>	(0,19)

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	58	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	$h_j$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	34,22	1901,53
1	757	2	17	26	1	10,33	781,76
2	647	2	13	18	1	7,19	464,85
3	537	2	19	26	1	7,74	415,49
4	337	2	19	26	1	4,86	163,61
5	227	2	13	18	1	2,52	57,20
6	117	2	17	25	1	1,59	18,63

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$Z_{eq} = 556$  [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$$K_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$K_{eq} = 6$  [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 50,85$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$  Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 556$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 3$  [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$  Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$$
 [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 144097,685$  [kN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,22$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$$S_j = S_{j,ini} / \mu$$
 [6.3.1.(4)]

$S_j = 118300,942$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 62129,744$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 3883,109$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

### REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 150 [mm] > 120 [mm]

Angle entre l'aile de la contreplaque et l'aile de la poutre dépasse 45 degrés 49,73 [Deg] > 45,00 [Deg]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 15 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,72
--	-------	------

# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

## VIII.4. Calcul de l'assemblage du faitage :

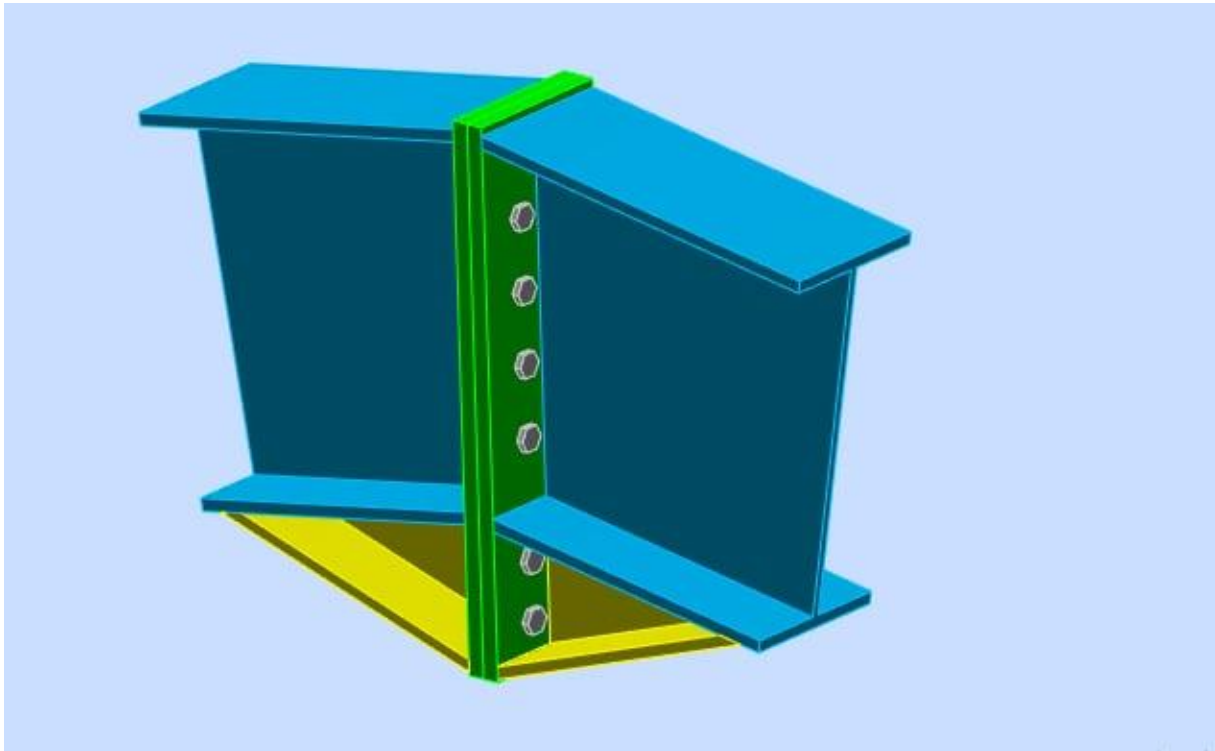
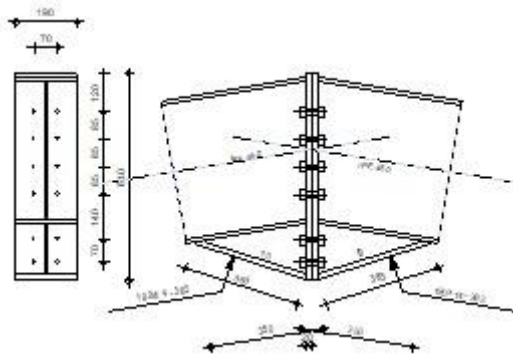


Figure VIII.2 : l'assemblage de traverse-traverse.

	<p>Robot Structural Analysis Professional 2023 <b>Calcul de l'Encastrement traverse-traverse</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	
		<p>Ratio <b>0,78</b></p>



# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

## GENERAL

---

Assemblage N°: 2  
Nom de l'assemblage: Poutre - poutre  
Noeud de la structure: 81  
Barres de la structure: 59, 60

## GEOMETRIE

---

### GAUCHE

#### POUTRE

Profilé: IPE 450  
Barre N°: 59  
 $\alpha = -170,54$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 450$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbl} = 190$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbl} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### DROITE

#### POUTRE

Profilé: IPE 450  
Barre N°: 60  
 $\alpha = -9,46$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 450$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbr} = 190$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

$f_{yb} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} = 90,432$  [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 120$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i$   
= 70 [mm]

Entraxe  $p_i = 85; 85; 85; 140; 70$  [mm]

### **PLATINE**

$h_{pr} = 640$  [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 190$  [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{ypr} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_{rd} = 190$  [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 170$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 350$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 18,04$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235000,000$  [kPa] Résistance

### **SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme

$a_t = 11$  [mm] Soudure semelle

$a_{td} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

#### Etat limite: ultime

Cas: 8: COMB1 (1+2)\*1.35+7\*1.50

$M_{b1,Ed} = -203,364$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 0,004$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -48,090$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

### RESULTATS

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

##### COMPRESSION

$A_b = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2322,270$  [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

##### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 67,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 920,495$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

##### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 399,921$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

##### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2250,51$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 528,869$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

##### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 528,869$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 611$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 864,951$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

##### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 9,46$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$\beta =$	9,46 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	18,04 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	239 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	50,84 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} =$	0,000 [kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{\text{c,wb,Rd1}} =$	972,109 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
<b>Flambement:</b>			
$d_{\text{wb}} =$	379 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{\text{p}} =$	1,00	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,80	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{\text{c,wb,Rd2}} =$	778,354 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
<b>Résistance de l'aile du renfort</b>			
$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd3}} =$	781,375 [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
<b>Résistance finale:</b>			
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} =$	778,354 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

### PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	22	-	60	-	70	141	179	141	179	140	132	132	132
2	22	-	60	-	105	141	165	141	165	210	105	105	105
3	22	-	60	-	112	141	165	141	165	225	112	112	112
4	22	-	60	-	85	141	165	141	165	170	85	85	85
5	22	-	60	-	85	141	165	141	165	170	85	85	85
6	22	-	60	-	85	141	165	141	165	155	125	125	125

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,1}$  – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2}$  – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} )$$

$$N_{j,Rd} = 1556,707 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 90,432 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 264,195 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} ( F_{t1,Rd,comp} )$	180,864	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 180,864$	180,864	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 310,630$	310,630	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,391$	528,391	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 864,951$	864,951	Aile de la poutre - compression

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} ( F_{t2,Rd,comp} )$	180,864	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 180,864$	180,864	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 310,630$	310,630	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,391$	528,391	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 864,951 - 180,864$	684,087	Aile de la poutre - compression

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,728 - 180,864$	180,864	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 523,052 - 180,864$	342,188	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 158,559 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	180,864	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 180,864$	180,864	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 310,630$	310,630	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,391$	528,391	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 864,951 - 339,423$	525,528	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 361,728 - 158,559$	203,169	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 480,457 - 158,559$	321,899	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542,592 - 339,423$	203,169	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 771,565 - 339,423$	432,142	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 113,948 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	180,864	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 180,864$	180,864	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 310,630$	310,630	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,391$	528,391	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 864,951 - 453,371$	411,580	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 361,728 - 113,948$	247,780	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 436,278 - 113,948$	322,329	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 542,592 - 272,507$	270,085	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 668,222 - 272,507$	395,716	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 723,456 - 453,371$	270,085	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 959,330 - 453,371$	505,959	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 86,863 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	180,864	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 180,864$	180,864	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 310,630$	310,630	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,391$	528,391	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 864,951 - 540,234$	324,717	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 359,631 - 86,863$	272,768	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 375,530 - 86,863$	288,667	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542,592 - 200,811$	341,781	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 624,043 - 200,811$	423,231	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 723,456 - 359,370$	364,086	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 855,988 - 359,370$	496,618	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904,320 - 540,234$	364,086	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1147,095 - 540,234$	606,861	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 59,778 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	180,864	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 180,864$	180,864	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 310,630$	310,630	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,391$	528,391	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 864,951 - 600,012$	264,939	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361,728 - 59,778$	301,950	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 463,362 - 59,778$	403,584	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542,592 - 146,641$	395,951	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 651,127 - 146,641$	504,486	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723,456 - 260,589$	462,867	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 899,639 - 260,589$	639,050	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904,320 - 419,148$	485,172	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1131,584 - 419,148$	712,436	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085,184 - 600,012$	485,172	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1422,692 - 600,012$	822,680	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 32,693 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	568	180,864	-	-	180,864	310,630	180,864	528,391
2	498	158,559	-	-	180,864	310,630	180,864	528,391
3	358	113,948	-	-	180,864	310,630	180,864	528,391
4	273	86,863	-	-	180,864	310,630	180,864	528,391
5	188	59,778	-	-	180,864	310,630	180,864	528,391
6	103	32,693	-	-	180,864	310,630	180,864	528,391

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 260,552 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,78 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,78)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 71,779 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 90,432 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 233,600 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 233,600 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	180,864	-8,015	180,864	141,166	133,151	68,068
2	180,864	-8,015	158,559	123,757	115,742	77,938
3	180,864	-8,015	113,948	88,938	80,923	97,679
4	180,864	-8,015	86,863	67,797	59,783	109,664
5	180,864	-8,015	59,778	46,657	38,642	121,650
6	180,864	-8,015	32,693	25,517	17,502	133,635

F<sub>tj,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F<sub>tj,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F<sub>tj,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F<sub>tj,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F<sub>tj,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F<sub>vj,Rd</sub> – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$V_{j,Rd} = 608,634$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	142,51 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	67,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	75,50 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	54314,87 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	-87888,050 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-83831,254 [kPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,557 [kPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	175776,100 < 365000,000	vérifié	(0,48)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	167662,509 < 365000,000	vérifié	(0,46)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	87888,050 < 262800,000	vérifié	(0,33)

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	57 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	78,12	3230,76
1	568	∞	∞	85	4	22,80	1294,12
2	498	∞	∞	67	4	19,52	971,10
3	358	∞	∞	72	4	14,13	505,45
4	273	∞	∞	55	4	10,41	283,68
5	188	∞	∞	55	4	7,16	134,35
6	103	∞	∞	80	4	4,10	42,06

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 414 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 19 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 678459,821 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

---

$\mu = 1,53$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$  [6.3.1.(4)]

$S_j = 443257,448$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 62129,744$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 3883,109$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RUPTURE DES BOULONS

### REMARQUES

---

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 14 [mm] < 15 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,78
--	-------	------

# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

## VIII.5. calcul de l'assemblage au gousset :

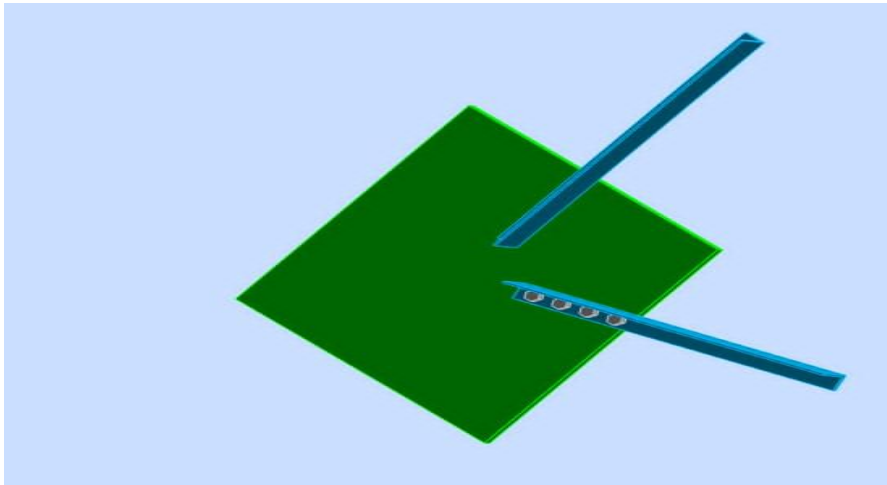
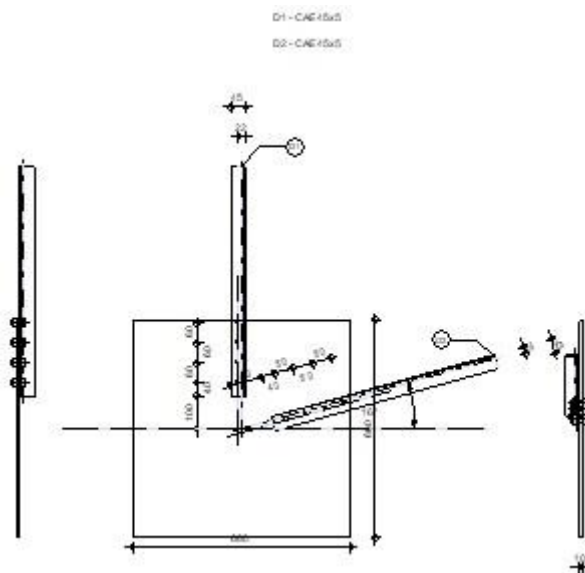


Figure VIII.3: assemblage au gousset

	<p>Robot Structural Analysis Professional 2023 <b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	
		<p>Ratio <b>0,83</b></p>



### GENERAL

Assemblage N°: 6  
Nom de l'assemblage: Gousset - contreventement  
Noeud de la structure: 421  
Barres de la structure: 375, 373,

# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

## GEOMETRIE

### BARRES

	Barre 1	Barre 2		
<b>Barre N° :</b>	375	373		
<b>Profilé :</b>	CAE 45x5	CAE 45x5		
h	45	45		mm
b <sub>f</sub>	45	45		mm
t <sub>w</sub>	5	5		mm
t <sub>f</sub>	5	5		mm
r	7	7		mm
A	4,30	4,30		cm <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>	ACIER	ACIER		
f <sub>y</sub>	235000,000	235000,000		kPa
f <sub>u</sub>	365000,000	365000,000		kPa
<b>Angle</b>	α	90,00	15,51	Deg
<b>Longueur</b>	l	0,000	0,000	m

### BOULONS

#### Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

d = 12 [mm] Diamètre du boulon

d<sub>0</sub> = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon

A<sub>s</sub> = 0,84 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

A<sub>v</sub> = 1,13 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

f<sub>yb</sub> = 900000,000 [kPa] Limite de plasticité

f<sub>ub</sub> = 1000000,000 [kPa] Résistance du boulon à la traction

n = 4 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;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> = 22 [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 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d<sub>0</sub> = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

A<sub>s</sub> = 1,57 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

A<sub>v</sub> = 2,01 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

f<sub>yb</sub> = 900000,000 [kPa] Limite de plasticité

f<sub>ub</sub> = 1000000,000 [kPa] Résistance du boulon à la traction

n = 4 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;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> = 22 [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> = 10 [mm] Epaisseur de la platine

#### Paramètres

h<sub>1</sub> = 0 [mm] Grugeage

v<sub>1</sub> = 0 [mm] Grugeage

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v =$	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	330	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y =$	235000,000	[kPa]	Résistance
---------	------------	-------	------------

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

Cas: 14: COMB7 (1+2+3) \* 1.35 + 7 \* 1.50

$N_{b1,Ed} =$	-58,326	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	46,543	[kN]	Effort axial

### RESULTATS

#### BARRE 1

##### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 54,287$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

##### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 43,80$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 0,58$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,58 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 25,269$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

##### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0,26$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,26 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2x} = 22,46$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $0,45 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 15,903$ [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

$e = 10$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0,566$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = -14,581$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = -2,831$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = -14,581$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -2,831$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 14,854$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 22,462$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 15,903$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -14,581  < 22,462$	vérifié (0,65)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ -2,831  < 15,903$	vérifié (0,18)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$14,854 < 54,287$	vérifié (0,27)

### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,67$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 3,65$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 71,327$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 90,945$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -58,326  < 71,327$	vérifié (0,82)
$ N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -58,326  < 90,945$	vérifié (0,64)

### VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 0,80$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 8,72$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 130,05$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -58,326  < 130,058$	vérifié (0,45)

## BARRE 2

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,510$ [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

$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$
-----------------	--	---

$k_{1x} > 0,0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	---------

$F_{b,Rd1x} = 31,14$ [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

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$
-----------------	--	--

$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$\alpha_{bz} = 0,42$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bz} > 0,0$	$0,42 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	---------

$F_{b,Rd1z} = 24,333$ [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
----------------	---------------	---------

$\alpha_{bx} = 0,42$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,42 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 48,588$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$		
Direction z		
$k_{1z} =$	1,79	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$	1,79 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 83,832$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale <span style="float: right;"><math>F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}</math></span>		

### VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

#### cisaillement des boulons

$e =$	10 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	0,452 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	11,63 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	2,259 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} =$	11,63 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	2,259 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	11,85 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	31,14 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	24,33 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	11,636  < 31,147	vérifié	(0,37)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	2,259  < 24,333	vérifié	(0,09)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	11,853 < 96,510	vérifié	(0,12)

### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,57	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	3,40 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{r2}$
$N_{u,Rd} =$	56,259 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	90,945 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b2,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	46,543  < 56,259	vérifié	(0,83)
$ N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	46,543  < 90,945	vérifié	(0,51)

### VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	0,67 [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	7,85 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	116,36 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	46,543  < 116,362	vérifié	(0,40)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,83
---	-------	------

# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

## VIII.6. Calcul base de poteau :

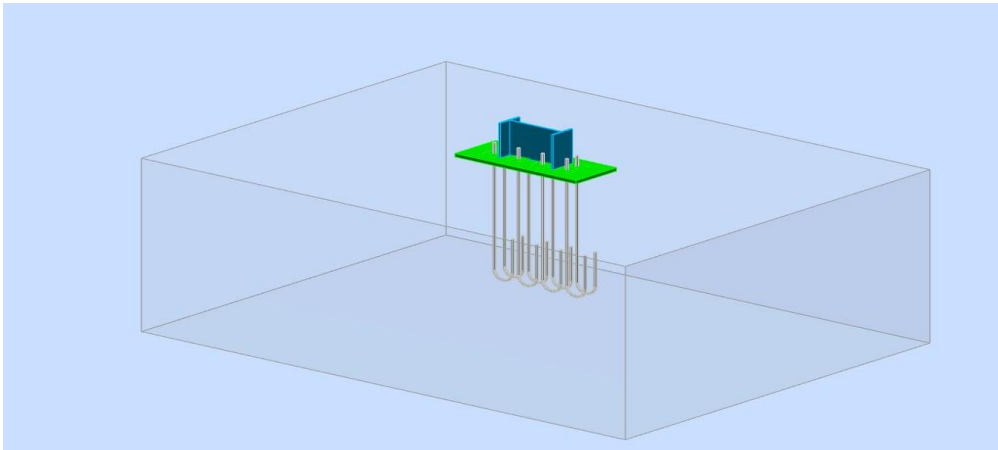


Figure VIII.4 : base de poteau



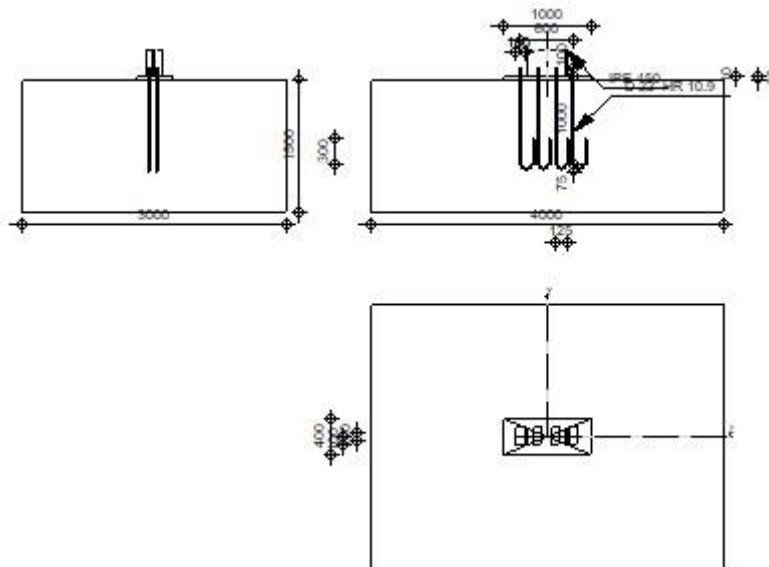
Robot Structural Analysis Professional 2023

### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:  
Design of fastenings in concrete



Ratio  
**0,92**



### GENERAL

Assemblage N°: 7  
Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 77  
Barres de la structure: 57

### GEOMETRIE

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

### POTEAU

Profilé: IPE 450

Barre N°: 57

$L_c = 8,500$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,00$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 450$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 190$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235000,000$  [kPa] Résistance

$f_{uc} = 365000,000$  [kPa] Résistance ultime du matériau

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1000$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 400$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235000,000$  [kPa] Résistance

$f_{upd} = 365000,000$  [kPa] Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900000,000$  [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 1000000,000$  [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 22$  [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 3,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,80$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 200;200$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 100$  [mm]

#### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 100$  [mm]

$L_2 = 1000$  [mm]

$L_3 = 150$  [mm]

$L_4 = 300$  [mm]

#### **Platine**

$l_{wd} = 100$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 100$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L = 4000$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 3000$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 1500$  [mm] Hauteur de la semelle

#### **Béton**

# Chapitre VIII : Calcul des assemblages

Classe BETON25  
 $f_{ck} = 25000,000$  [kPa] Résistance caractéristique à la compression

## Mortier de calage

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage  
 $f_{ck,g} = 12000,000$  [kPa] Résistance caractéristique à la compression  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

## SOUDURES

$a_p = 10$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

## EFFORTS

Cas: 8: COMB1 (1+2)\*1.35+7\*1.50

$N_{j,Ed} = -145,904$  [kN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,y} = 0,072$  [kN] Effort tranchant  
 $V_{j,Ed,z} = -52,300$  [kN] Effort tranchant  
 $M_{j,Ed,y} = 170,851$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $M_{j,Ed,z} = 0,042$  [kN\*m] Moment fléchissant

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16666,667$  [kPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 30429,031$  [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$

$c = 48$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 111$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 286$  [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 317,38$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2856,40$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$

$F_{rd,u} = 1586,892$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 33333,333$  [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 977,68$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 317,38$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 317,38$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 3258,941$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1057,928$  [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 1057,928$  [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$  Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 1701,92$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 399,951$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 435$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} = 918,583$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 276,39$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 64,951$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 143$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z} = 453,779$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$N_{j,Rd} = 3258,941$	[kN] Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 918,583$	[kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 453,779$	[kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

### ZONE TENDUE

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 3,03$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1000000,000$	[kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s1} = 185,436$	[kN] Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900000,000$	[kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 227,250$	[kN] Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 185,436$	[kN] Résistance du boulon à la rupture	

#### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25000,000$	[kPa] Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$		
$f_{ctd} = 1196,983$	[kPa] Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$		
$f_{bd} = 2693,212$	[kPa] Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 1000$	[mm] Longueur effective du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 186,141$	[kN] Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 1000$	[mm] Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 1185,854$	[kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 3000$	[mm] Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 1500$	[mm] Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 90000,00$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 45000,00$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0,50$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 1450$	[mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$		
$\psi_{s,N} = 0,99$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1,0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,40$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 380,46$	[kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$= 2$	] béton	

#### FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 1000$	[mm] Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 1185,854$	[kN] Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 2000$	[mm] Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 1000$	[mm] Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$N_{Rk,c}^0 = 1185,854$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 40000,00$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 21000,00$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,53$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
---------------------	--	---	-------------

$c = 1000$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
------------	------	---	-------------

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
---------------------	--	---	-------------

$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
----------------------	--	--	-------------

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
----------------------	--	---	-------------

$\psi_{ucr,N} = 1,40$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
-----------------------	--	--	-------------

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,83$		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
---------------------	--	---	-------------

$\gamma_{M,sp} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
------------------------	--	---------------------------------	---------------

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 333,098$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]
-------------------------	------	--	-------------

### RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 185,436$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction
----------------------	------	---

### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 200$	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
-------------------	------	---	-----------

$l_{eff,2} = 200$	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
-------------------	------	---	-----------

$m = 64$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
----------	------	-----------------------------------	-----------

$M_{pl,1,Rd} = 10,575$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
------------------------	--------	---	---------

$M_{pl,2,Rd} = 10,575$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
------------------------	--------	---	---------

$F_{T,1,Rd} = 664,193$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
------------------------	------	---------------------------------------	---------

$F_{T,2,Rd} = 353,638$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
------------------------	------	---------------------------------------	---------

$F_{T,3,Rd} = 370,872$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
------------------------	------	---------------------------------------	---------

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 353,638$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
---------------------------	------	---	---------

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 352$	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
-------------------	------	---	-----------

$l_{eff,2} = 352$	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
-------------------	------	---	-----------

$m = 64$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
----------	------	-----------------------------------	-----------

$M_{pl,1,Rd} = 18,632$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
------------------------	--------	---	---------

$M_{pl,2,Rd} = 18,632$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
------------------------	--------	---	---------

$F_{T,1,Rd} = 1170,217$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
-------------------------	------	---------------------------------------	---------

$F_{T,2,Rd} = 672,128$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
------------------------	------	---------------------------------------	---------

$F_{T,3,Rd} = 741,744$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
------------------------	------	---------------------------------------	---------

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 672,128$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
---------------------------	------	---	---------

### RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$t_{wc} = 9$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
--------------	------	---------------------------------------	---------------

$b_{eff,t,wc} = 192$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
----------------------	------	---	---------------

$A_{vc} = 50,85$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
------------------	--------------------	------------------------------------	------------------------

$\omega = 0,93$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
-----------------	--	---	---------------

$$F_{t,wc,Rd,z} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{t,wc,Rd,z} = 393,494$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]
---------------------------	------	-------------------------------	---------------

### RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 353,638$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
------------------------	------	--	-----------

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$F_{T,Rd,z} = 393,494$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
------------------------	------	--	-----------

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

### CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$e_y = 1171$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 218$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 300$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 224,888$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,76 < 1,00$	vérifié	(0,76)
$e_z = 0$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 72$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 50$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 0,259$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,92 < 1,00$	vérifié	(0,92)

### CISAILLEMENT

#### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,08$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 481,800$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,78$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 481,800$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

#### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,80$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000000,000$ [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 75,418$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - kN bras de levier	[6.2.2.(7)]

#### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{RK,c} = 821,797$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 760,923$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

#### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{RK,c,y} = 1700,53$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,54$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,13$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,93$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 448,863 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 2158,77 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,33 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,19 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,87 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 347,345 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 145,904 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 43,771 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 647,118 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 647,118 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

### SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 64456,327 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{\perp} = 64456,327 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{y||} = 9,711 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{z||} = -6214,335 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{z||}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,38 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 111 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad \text{[6.2.5.(3)]}$$

$$l_{eff} = 286 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective de la semelle de tronçon en T} \quad \text{[6.2.5.(3)]}$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1,275 \cdot E)}$$

$$k_{13,y} = 21 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad \text{[Tableau 6.11]}$$

$$l_{eff} = 200 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$m = 64 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$k_{15,y} = 0,425 \cdot l_{eff}^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad \text{[Tableau 6.11]}$$

$$L_b = 227 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective du boulon d'ancrage} \quad \text{[Tableau 6.11]}$$

$$k_{16,y} = 1,6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad \text{[Tableau 6.11]}$$

$$\lambda_{0,y} = 0,49 \quad \text{Elancement du poteau} \quad \text{[5.2.2.5.(2)]}$$

$$S_{j,ini,y} = 74373,117 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad \text{[Tableau 6.12]}$$

## Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$\lambda_{0,y} =$	0,49	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,rig,y} =$	250094,435	[kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} <$	$S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>			
$k_{13,z} =$	$E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} =$	21	[mm] Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	352	[mm] Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	64	[mm] Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} =$	$0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} =$	16	[mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	227	[mm] Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	$1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} =$	2	[mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	2,20	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	45801,855	[kN*m] Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	12421,080	[kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq$	$S_{j,rig,z}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

### **COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,92
---	------------

**Chapitre IX : fondation**

# Chapitre IX : Fondation

## IX.1. Introduction

La fondation d'une construction sont constitué par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elle transmettant les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble Les éléments de fondation transmettant les charges au sol soient directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation doit être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

## IX.2. Définition :

La fondation par définition est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage.

## IX.3. Les types des fondations :

### ➤ Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

### ➤ Choix des fondations :

- Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.
- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol  $=0.2MP$ )

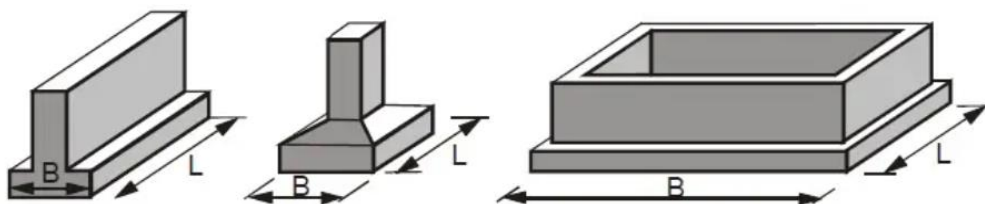
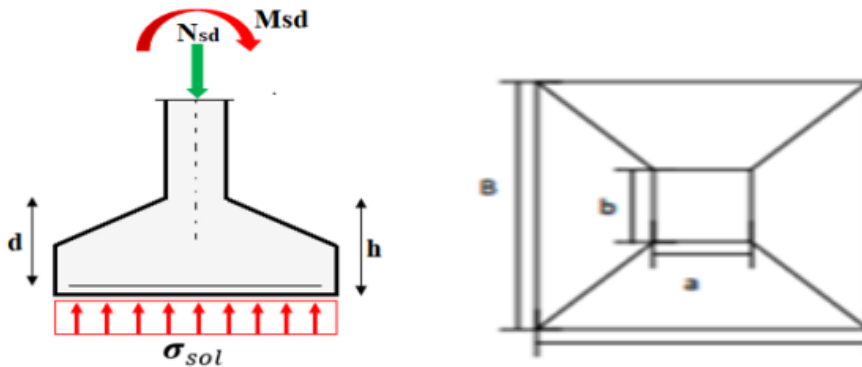


Figure IX.1 : les types de fondations

# Chapitre IX : Fondation

## IX.3.1. Étude des semelles :



**Figure IX.2 :** diagramme des contraintes agissant sur les fondations

## IX.4. Calcul de la fondation centrée en béton armée :

### IX.4.1. Dimensions de la fondation en béton à L'ELS :

Les charges à prendre en considération sont celle obtenue à l'étude du portique :

$$N_{sd} = 24,60 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Et } f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0,02 \text{ KN/cm}^2$$

Charge axiale de service de compression :

$$\gamma_{moy} = (\gamma_G + \gamma_M) / 2 = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$$

$$N = 24,60 / 1,425 = 17,26 \text{ KN}$$

On admet 10% de Nsd comme poids propre du bloc en béton :

$$P_p = 1,726 \text{ KN}$$

$$N = 17,26 + 1,726 = 18,98 \text{ KN}$$

### IX.4.2. L'aire de la fondation en béton :

Aire = la charge axiale totale de service / la contrainte admissible du sol

$$A = N / \sigma_s = 18,98 / 0,02 = 949 \text{ cm}^2$$

Dimension de la fondation :  $L \times B$

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle de la platine.

$$K = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{480}{220} = 2,18$$

$$L = 2,18 \times B ; \quad B = 0,8 \times L$$

$$\text{On suppose : } L = 200 \text{ cm et } B = \frac{b \times L}{a} = \frac{220 \times 200}{480} = 91,66 \approx 92 \text{ mm}$$

**Remarque :**

Vu que les dimensions de la fondation sont comparables, on opte pour une section carrée de 2.0m de côté.

## Chapitre IX : Fondation

$$A = 2.0 \times 2.0 = 4.0 \text{ m}^2$$

$$p = \frac{N}{A} = \frac{18,98}{40000} = 0,00047 \text{ KN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 0,02 \text{ KN/cm}^2$$

**IX.4.3. Hauteur de la semelle :**

$$h \geq \max \begin{cases} L - a/4 = 200 - 48/4 = 38 \text{ cm} \\ B - b/4 = 200 - 22/4 = 44,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit :  $h = 44,5 \text{ cm}$

On prend :  $h = 60 \text{ cm}$  (valeur plus pratique pour plus de sécurité et pour éviter le poinçonnement).

$$d = 60 - 5 - 1,6/2 = 54,2 \text{ cm}$$

On admet l'enrobage de  $50 \text{ mm}$  et des armatures de HA16 (16mm en diamètre).

**IX.4.4. Calcul des armatures à l'ELU :**

Charge axiale de compression :

$$N_{sd} = 24,60 \text{ kN}$$

**IX.4.5. La pression résultante à la base de la fondation :**

$$P = N_{sd}/L \times B = \frac{24,60}{2 \times 2} = 6,15 \text{ kN/m}^2$$

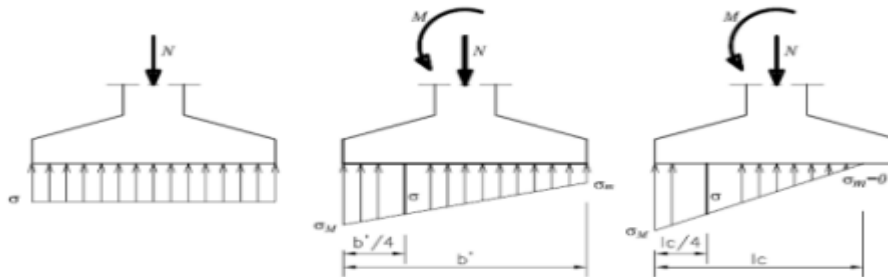
**IX. 4.6. Calcul du moment au niveau de la section critique de la fondation :**

La section critique est située aux extrémités de la plaque d'assise :

$$m = L - b/2 = 200 - 22/2 = 89 \text{ cm}$$

$$M_{sd} = 6,15 \times 2 \times 0,89^2 \div 2 = 4,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k = M_{SD}/f_{ck} \times b \times d^2 = 4,87 \times 10^6 / 25 \times 2000 \times 542^2 = 0,00033 < 0,156$$



**Figure IX.3 :** Répartition des contraintes sous la semelle.

$$Z = d(0,5 + \sqrt{0,25 - k/1,134})$$

$$Z = 542(0,5 + \sqrt{0,25 - 0,00033/1,134}) = 541,84 \text{ mm}$$

$$Z = 0,95d = 0,95 \times 542 = 514,9 \text{ mm}$$

Donc :

$$Z = 541,84 \text{ mm} < 0,95d = 514,9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times Z} = \frac{4,87 \times 10^6}{347,82 \times 541,84} = 25,84 \text{ mm}^2$$

Avec :

## Chapitre IX : Fondation

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

### IX.4.7. Section minimale des armatures principales :

On a :

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 25^{2/3} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times 542 \times \frac{2,6}{400} \times 2000 = 1832 \text{ mm}^2$$

$$A = \pi \times \left(\frac{16}{2}\right)^2 \approx 201 \text{ mm}^2$$

Nombre de barre a utilisé :

$$\frac{1832}{201} = 9,11$$

La section a adopté sera HA16 ( $A = 2010 \text{ mm}^2$ ) Donc : le nombre des barres a utilisé pour des raisons pratique on met 10 barres de HA16

### IX.4.8. Vérification au cisaillement :

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située a la distance  $d$  la plaque d'assise. L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :

$$\begin{aligned} V_{sd} &= p \times B \times (m - d) \\ &= 6,15 \times 2 \times 2(0,89 - 0,542) = 8,56 \text{ KN} \end{aligned}$$

La contrainte de cisaillement correspondante :

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{8,56 \times 10^3}{2000 \times 542} = 0,0078 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte de cisaillement résistante :

On a :

$$V_{Rd.c} = [0,12 \times k \times (100 \times p \times f_{ck})^{1/3}]$$

Avec :

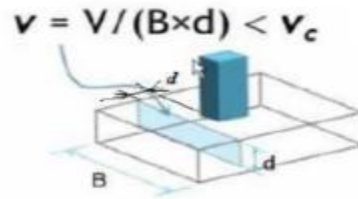
$$p = \frac{A_s}{B \times d} = \frac{2010}{2000 \times 542} = 0,0018$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{542}} = 1,6$$

$$V_{Rd.c} = [0,12 \times 1,6 \times (100 \times 0,0018 \times 25)^{1/3}] = 0,31 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 0,0078 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < V_{Rd.c} = 0,31 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

## Chapitre IX : Fondation



### IX.4.9 Dimensionnement des longrines :

Selon le **RPA 99**, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :  $b=25\text{cm}$  ;  $h= 30\text{cm}$

#### → Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha}; 20\text{KN} \right\}$$

Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés :

Donc :

$$N=86,39\text{KN}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré tableau suivant (**RPA 99/V 2003**).

Site	Zone		
	I	II	III
S <sub>1</sub>	-	-	-
S <sub>2</sub>	-	15	12
S <sub>3</sub>	15	12	10.
S <sub>4</sub>	12	10	8

D'où :

$$F = \max \left\{ \frac{86,39}{12}; 20 \right\} = 20\text{kN}$$

#### → Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{ST}} = \frac{20 \times 10}{400/1,15} = 0,057\text{mm}^2 = 0,57\text{cm}^2$$

Selon RPA 99 le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est au *min* {20 cm ; 15  $\phi$ l}

Donc :

$$A_{min} = 0,6\%(b \times h) = \frac{0.6}{100} \times (25 \times 30) = 4,5\text{cm}^2$$

Donc on prend  $A_{min}$  d'où on opte pour **4HA12** Avec  $A_{st}= 4,52\text{cm}^2$

#### → Vérification de condition de non fragilité :

$$(b \times h) \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2,1}{400} = 3,94\text{cm}^2 < A_{st} = 4,52\text{cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

## Chapitre IX : Fondation

- **Calcul d'armature transversal :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10} \right] = \min [8,57; 12; 25]$$
$$\phi_t \leq 8,57mm$$

On prend  $\phi_t = 10 mm$

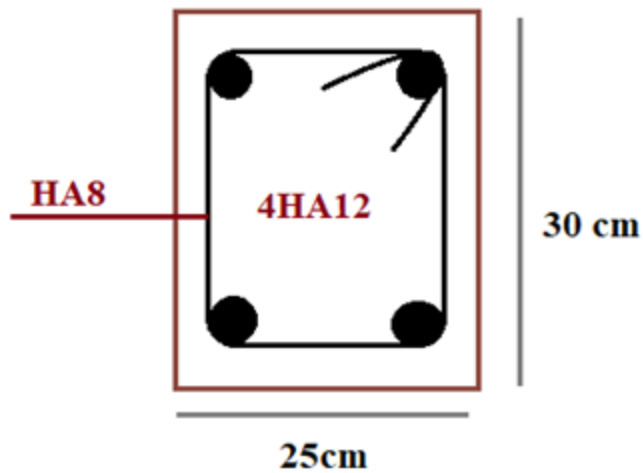
- **Calcul d'espacement des cadres :**

On a suivant RPA99

$$S_t \leq \min \{ 20 cm ; 15\phi_t \} = \min [20cm ; 15 \times 1,2]$$
$$S_t < 18cm$$

Donc on opte pour des cadres transversaux en HA8 avec un espacement de

$$S_t = 18cm$$



**FigureIX .4:** Schéma de ferrailage des longrines.

# Chapitre IIX : Vérification des éléments

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments

---

## IIX .1. Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant la durée de vie de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

## IIX .2. Méthode de travail

La méthode de travail peut être résumée en deux parties, à savoir, la 1<sup>ère</sup> phase est consacrée au pré dimensionnement des éléments résistants et non résistants et dans la 2<sup>ème</sup> phase une validation de calcul est menée avec la méthode des éléments finis via logiciel de calcul robot.

La partir modalisation est un cheminement de plusieurs étapes en étroite relation, a commencer la modalisation des éléments qui s'appuie essentiellement sur les résultats de la 1<sup>ère</sup> phase jusqu'à l'exploitation des résultats après calcul de la structure.

## IIX .3. Etape de modalisation

### IIX .3.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

#### A). Acier :

- La limite élastique de traction,  $f_y=275$  Mpa
- .Module de Young (module d'élasticité longitudinal)  $e= 210\ 000$  Mpa.
- Module d'élasticité transversal  $g=81\ 000$  Mpa
- . La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7\ 850$  kg/m<sup>3</sup>
- Coefficient de poisson  $\nu = 0,3$ .

#### B). Béton :

- Résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} =25$  Mpa
- . La résistance caractéristique à la traction  $f_{t28}$  : donné par la formule suivante :
- $f_{t28}=0.6*0.06f_{c28}$  donc (BAEL99).
- $f_{t28} =0.6*0.06*25 = 2.1$  Mpa
- La masse volumique :  $\rho = 2500$  Kg/m<sup>3</sup>.
- Le module d'élasticité longitudinale  $E = 32164.2$  Mpa
- .Coefficient de poisson  $\nu = 0$  à l'ELU  $\nu = 0.2$  à l'ELS

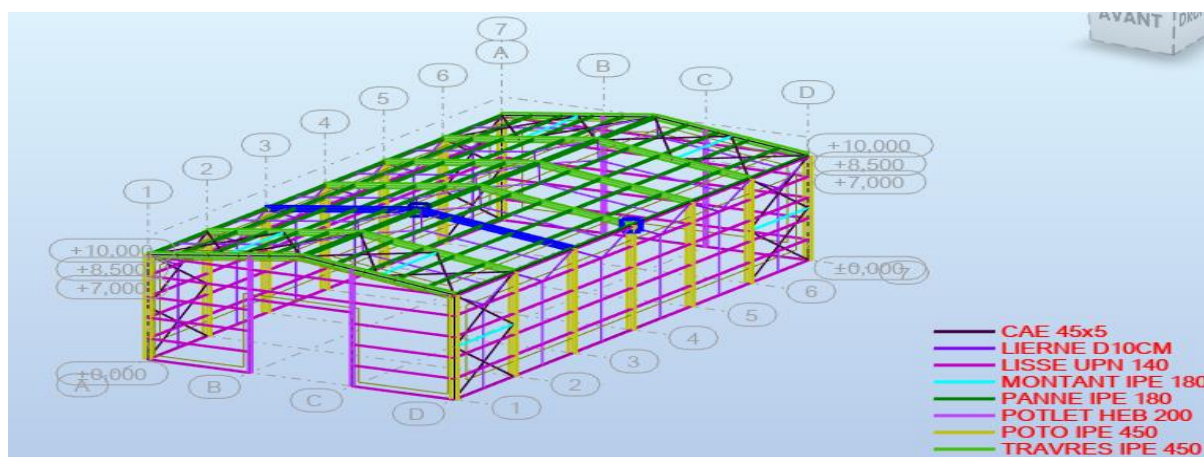
## Chapitre IIX : Vérifications des éléments

### C). Profilé :

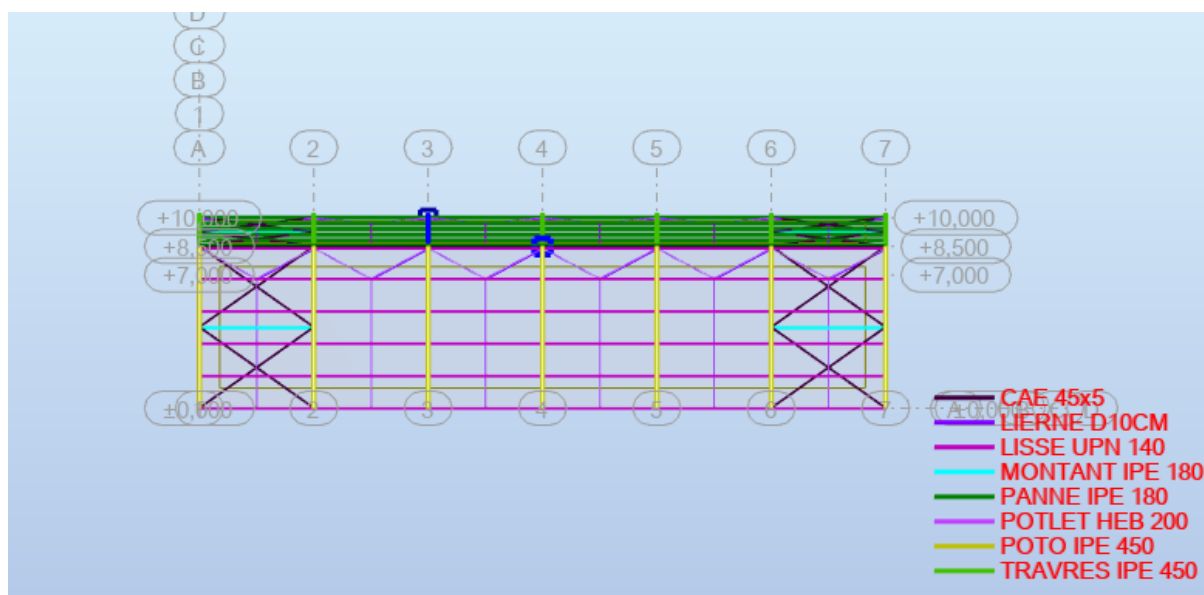
**Tableau IIX .1 : Récapitulatif des éléments utilisés.**

Elément	Profilée
poteau	IPE450
Traverse	IPE450
panne	IPE180
potelet	HEB200
Lisse de bardage	UPN140
Palées de stabilité	45 ×45× 5
Poutres au vent	45 ×45× 5

### IIX.3.2.Modélisation géométrique:



**Figure IIX.1 : Vue en 3D de la structure**



**Figure IIX.2 : Vue en élévation de la face long pan.**

## Chapitre IIX : Vérifications des éléments

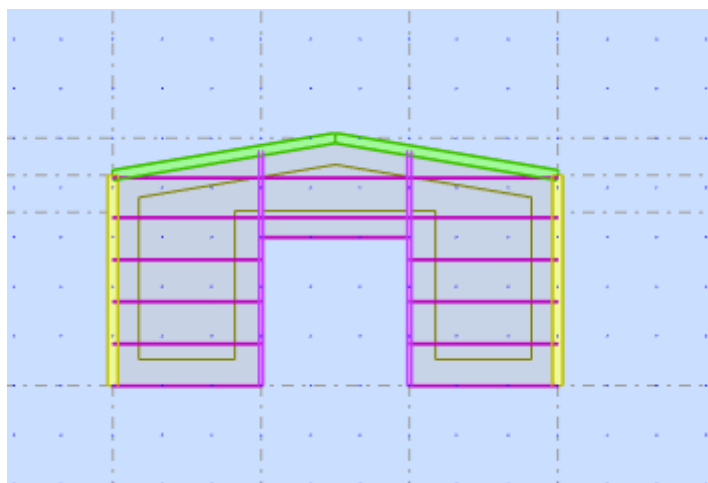


Figure IIX.3 : Vue en élévation de la face pignon.

### IIX.3.3. Combinaison d'action :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
8 (C)	COMB1	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.35+7*1.50$
9 (C)	COMB2	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.00+6*1.50$
10 (C)	COMB3	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+7)*1.00$
11 (C)	COMB4	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+4*1.50$
12 (C)	COMB5	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+5*1.50$
13 (C)	COMB6	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+4)*1.00$
14 (C)	COMB7	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3)*1.35+7*1.50$
15 (C)	COMB8	Combinaison lin	EFF	permanente	$6*1.50+(1+2+3)*1.35$
16 (C)	COMB9	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+4*1.50$
17 (C) (CQC)	COMB10	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+7+21)*1.00$
18 (C) (CQC)	COMB11	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+7+23)*1.00$
19 (C) (CQC)	COMB12	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3)*0.80+21*1.00$
22 (C) (CQC)	COMB13	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3)*0.80+23*1.00$
24 (C) (CQC)	COMB14	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+7)*1.00+21*1.20$
27 (C)	COMB pot1	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+25*1.50$
28 (C)	COMB pot	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+26*1.50$
29 (C)	COMB17	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+25)*1.00$

### IIX.4. Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

#### IIX .4.1. Vérification des traverses :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 60 Barre\_60

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00 L = 9.124 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 COMB1  $(1+2)*1.35+7*1.50$

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments

## MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235000.000$  kPa



## PARAMETRES DE LA SECTION: TRAVRES IPE 450

$h=45.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.00$ cm	$A_y=63.21$ cm <sup>2</sup>	$A_z=50.84$ cm <sup>2</sup>	$A_x=98.82$ cm <sup>2</sup>
$tw=0.94$ cm	$I_y=33742.90$ cm <sup>4</sup>	$I_z=1675.86$ cm <sup>4</sup>	$I_x=67.18$ cm <sup>4</sup>
$tf=1.46$ cm	$W_{ply}=1701.79$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=276.38$ cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 72.464$ kN	$M_{y,Ed} = -279.043$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.036$ kN*m	$V_{y,Ed} = -3.453$ kN
$N_{c,Rd} = 2322.270$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 399.921$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 64.949$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 856.756$ kN
$N_{b,Rd} = 2322.270$ kN	$M_{y,c,Rd} = 399.921$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 64.949$ kN*m	$V_{z,Ed} = -111.078$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 399.921$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 64.949$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 689.378$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.016$ kN*m
			Classe de la section = 1



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.70 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$
$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

## DEPLACEMENTS LIMITES



### Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.03$ cm < $u_y \text{ max} = L/200.00 = 4.56$ cm	Vérifié
<b>Cas de charge décisif:</b> 10 COMB3 (1+2+7)*1.00	
$u_z = 0.87$ cm < $u_z \text{ max} = L/200.00 = 4.56$ cm	Vérifié
<b>Cas de charge décisif:</b> 10 COMB3 (1+2+7)*1.00	
$u_{\text{inst},y} = 0.01$ cm < $u_{\text{inst},\text{max},y} = L/200.00 = 4.56$ cm	Vérifié
<b>Cas de charge décisif:</b> 1*7	
$u_{\text{inst},z} = 0.36$ cm < $u_{\text{inst},\text{max},z} = L/200.00 = 4.56$ cm	Vérifié
<b>Cas de charge décisif:</b> 1*7	



### Déplacements (REPÈRE GLOBAL):

$v_x = 0.86$ cm < $v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.08$ cm	Vérifié
<b>Cas de charge décisif:</b> 10 COMB3 (1+2+7)*1.00	
$v_y = 0.07$ cm < $v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.08$ cm	Vérifié
<b>Cas de charge décisif:</b> 10 COMB3 (1+2+7)*1.00	

**Profil correct !!!**

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments

## IIX .4.2. Vérification des poteaux :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 162 Poteau\_162  
0.000 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 12 COMB5 (1+3)\*1.35+5\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235000.000$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: POTO IPE 450**

h=45.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.00 cm	Ay=63.21 cm <sup>2</sup>	Az=50.85 cm <sup>2</sup>	Ax=98.82 cm <sup>2</sup>
tw=0.94 cm	Iy=33742.90 cm <sup>4</sup>	Iz=1675.86 cm <sup>4</sup>	Ix=63.80 cm <sup>4</sup>
tf=1.46 cm	Wply=1701.92 cm <sup>3</sup>	Wplz=276.39 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 79.435 kN	My,Ed = 222.044 kN*m	Mz,Ed = -0.031 kN*m	Vy,Ed = -0.023 kN
Nc,Rd = 2322.289 kN	My,Ed,max = 222.044 kN*m		Mz,Ed,max = 0.093 kN*m
	Vy,T,Rd = 857.523 kN		
Nb,Rd = 410.608 kN	My,c,Rd = 399.951 kN*m	Mz,c,Rd = 64.951 kN*m	Vz,Ed = -77.335 kN
	MN,y,Rd = 399.951 kN*m	MN,z,Rd = 64.951 kN*m	Vz,T,Rd = 689.780 kN
			Tt,Ed = 0.002 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 8.500 m	Lam_y = 0.49
Lcr,y = 8.500 m	Xy = 0.93
Lamy = 46.00	ky = 0.69



en z:

Lz = 8.500 m	Lam_z = 2.20
Lcr,z = 8.500 m	Xz = 0.18
Lamz = 206.41	kyz = 0.92

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$
$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y,Ed} = 46.00 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 206.41 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$
$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments

## DEPLACEMENTS LIMITES



*Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé*



*Déplacements (REPERE GLOBAL):*

$v_x = 0.54 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 5.67 \text{ cm}$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 13 COMB6 (1+3+4)\*1.00

$v_y = 0.00 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 5.67 \text{ cm}$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 13 COMB6 (1+3+4)\*1.00

**Profil correct !!!**

## IIX .4.3. Vérification des potelets :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 327 Poteau\_327

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.54 L =$

5.100 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 28 COMB pot (1+3)\*1.35+26\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: POTLET HEB 200**

$h=20.00 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=20.00 \text{ cm}$

$A_y=66.02 \text{ cm}^2$

$A_z=24.83 \text{ cm}^2$

$A_x=78.08 \text{ cm}^2$

$tw=0.90 \text{ cm}$

$I_y=5696.18 \text{ cm}^4$

$I_z=2003.37 \text{ cm}^4$

$I_x=61.40 \text{ cm}^4$

$tf=1.50 \text{ cm}$

$W_{ply}=642.58 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=305.82 \text{ cm}^3$

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 31.585 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = -0.085 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed} = -51.776 \text{ kN*m}$

$V_{y,Ed} = -5.463 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 1834.908 \text{ kN}$

$M_{y,Ed,max} = -0.350 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed,max} = -51.776$

$\text{kN*m}$

$V_{y,T,Rd} = 889.969 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 893.036 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 151.007 \text{ kN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 71.867 \text{ kN*m}$

$V_{z,Ed} = 0.062 \text{ kN}$

$M_{N,y,Rd} = 151.007 \text{ kN*m}$

$M_{N,z,Rd} = 71.867 \text{ kN*m}$

$V_{z,T,Rd} = 335.598 \text{ kN}$

$M_{b,Rd} = 145.542 \text{ kN*m}$

$T_{t,Ed} = 0.089 \text{ kN*m}$

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$

$M_{cr} = 1185.739 \text{ kN*m}$

Courbe,LT - a

$X_{LT} = 0.96$

$L_{cr,low} = 1.700 \text{ m}$

$\lambda_{m\_LT} = 0.36$

$\phi_{i,LT} = 0.58$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 9.500 \text{ m}$

$\lambda_{m\_y} = 1.18$



en z:

$L_z = 1.700 \text{ m}$

$\lambda_{m\_z} = 0.36$

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments

Lcr,y = 9.500 m  
Lamy = 111.23

Xy = 0.49  
kzy = 0.54

Lcr,z = 1.700 m  
Lamz = 33.56

Xz = 0.92  
kzz = 0.79

## FORMULES DE VERIFICATION:

### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.72 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.72 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 111.23 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 33.56 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## IIX .4.4. Vérification des pannes :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 71 Barre\_71

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.000 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 COMB1 (1+2)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235000.000$  kPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: PANNE IPE 180

h=18.00 cm

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

b=9.10 cm

$A_y=16.21$  cm<sup>2</sup>

$A_z=11.25$  cm<sup>2</sup>

$A_x=23.95$  cm<sup>2</sup>

tw=0.53 cm

$I_y=1316.96$  cm<sup>4</sup>

$I_z=100.85$  cm<sup>4</sup>

$I_x=4.81$  cm<sup>4</sup>

tf=0.80 cm

$W_{ply}=166.41$  cm<sup>3</sup>

$W_{plz}=34.60$  cm<sup>3</sup>

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -1.150$  kN

$M_{y,Ed} = -9.849$  kN\*m

$M_{z,Ed} = 0.703$  kN\*m

$V_{y,Ed} = 0.813$  kN

$N_{t,Rd} = 562.825$  kN

$M_{y,pl,Rd} = 39.106$  kN\*m

$M_{z,pl,Rd} = 8.131$  kN\*m

$V_{y,T,Rd} = 219.699$  kN

$M_{y,c,Rd} = 39.106$  kN\*m

$M_{z,c,Rd} = 8.131$  kN\*m

$V_{z,Ed} = 9.124$  kN

$M_{N,y,Rd} = 39.106$  kN\*m

$M_{N,z,Rd} = 8.131$  kN\*m

$V_{z,T,Rd} = 152.571$  kN

$M_{b,Rd} = 24.913$  kN\*m

$T_{t,Ed} = 0.002$  kN\*m

Classe de la section = 1

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$   $M_{cr} = 30.768 \text{ kN}\cdot\text{m}$  Courbe,LT - b  $X_{LT} = 0.62$   
 $L_{cr,low} = 3.000 \text{ m}$   $\lambda_{m,LT} = 1.13$   $f_{i,LT} = 1.10$   $X_{LT,mod} = 0.64$

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

## IIX .4.5. Vérification des lisses :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1-2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 115 Barre\_115

**POINT:** 3

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 \text{ L} =$

6.000 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 11 COMB4 (1+3)\*1.35+4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



## PARAMETRES DE LA SECTION: LISSE UPN 140

$h = 14.00 \text{ cm}$   $g_{M0} = 1.00$   $g_{M1} = 1.00$   
 $b = 6.00 \text{ cm}$   $A_y = 13.40 \text{ cm}^2$   $A_z = 10.10 \text{ cm}^2$   $A_x = 20.40 \text{ cm}^2$   
 $t_w = 0.70 \text{ cm}$   $I_y = 605.00 \text{ cm}^4$   $I_z = 62.70 \text{ cm}^4$   $I_x = 5.68 \text{ cm}^4$   
 $t_f = 1.00 \text{ cm}$   $W_{ply} = 103.00 \text{ cm}^3$   $W_{plz} = 28.30 \text{ cm}^3$

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -0.094 \text{ kN}$   $M_{y,Ed} = -0.123 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,Ed} = -0.637 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{y,Ed} = 1.243 \text{ kN}$   
 $N_{t,Rd} = 479.400 \text{ kN}$   $M_{y,pl,Rd} = 24.205 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,pl,Rd} = 6.651 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{y,T,Rd} = 181.781 \text{ kN}$   
 $M_{y,c,Rd} = 24.205 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,c,Rd} = 6.651 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{z,Ed} = -0.089 \text{ kN}$   
 $M_{N,y,Rd} = 24.205 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{N,z,Rd} = 6.650 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{z,T,Rd} = 137.020 \text{ kN}$   
 $M_{b,Rd} = 10.885 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $T_{t,Ed} = -0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
Classe de la section = 1

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$   $M_{cr} = 22.605 \text{ kN}\cdot\text{m}$  Courbe,LT - d  $X_{LT} = 0.45$   
 $L_{cr,low} = 3.000 \text{ m}$   $\lambda_{m,LT} = 1.03$   $f_{i,LT} = 1.35$

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.3.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.10 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{ty,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{tz,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

*Profil correct !!!*

## IIX .4.6. Poutre au vent :

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

## FAMILLE:

**PIECE:** 387 Barre\_387

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00$   $L =$

0.000 m

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 8 COMB1 (1+2)\*1.35+7\*1.50

## MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



## PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 45x5

$h = 4.50 \text{ cm}$   $g_{M0} = 1.00$   $g_{M1} = 1.00$   
 $b = 4.50 \text{ cm}$   $A_y = 2.25 \text{ cm}^2$   $A_z = 2.25 \text{ cm}^2$   $A_x = 4.30 \text{ cm}^2$   
 $t_w = 0.50 \text{ cm}$   $I_y = 7.84 \text{ cm}^4$   $I_z = 7.84 \text{ cm}^4$   $I_x = 0.35 \text{ cm}^4$   
 $t_f = 0.50 \text{ cm}$   $W_{ely} = 2.43 \text{ cm}^3$   $W_{elz} = 2.43 \text{ cm}^3$

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -1.250 \text{ kN}$   $M_{y,Ed} = -0.164 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,Ed} = -0.004 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{y,Ed} = -0.001 \text{ kN}$   
 $N_{t,Rd} = 101.050 \text{ kN}$   $M_{y,el,Rd} = 0.572 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,el,Rd} = 0.572 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{y,T,Rd} = 30.524 \text{ kN}$   
 $M_{y,c,Rd} = 0.572 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,c,Rd} = 0.572 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{z,Ed} = 0.134 \text{ kN}$   
 $V_{z,T,Rd} = 30.524 \text{ kN}$   
 $T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

# Chapitre IIX : Vérifications des éléments

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

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

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

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Profil correct !!!**

**IIX .4.7. Palée de stabilité :**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [EN 1993-1:2005/A1:2014](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 396 Barre\_396

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

7.353 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 COMB2 (1+2)\*1.00+6\*1.50

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235000.000$  kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 45x5

h=4.50 cm

$\gamma_{m0} = 1.00$

$\gamma_{m1} = 1.00$

b=4.50 cm

$A_y = 2.25$  cm<sup>2</sup>

$A_z = 2.25$  cm<sup>2</sup>

$A_x = 4.30$  cm<sup>2</sup>

tw=0.50 cm

$I_y = 7.84$  cm<sup>4</sup>

$I_z = 7.84$  cm<sup>4</sup>

$I_x = 0.35$  cm<sup>4</sup>

tf=0.50 cm

$W_{ely} = 2.43$  cm<sup>3</sup>

$W_{elz} = 2.43$  cm<sup>3</sup>

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -3.388$  kN

$M_{y,Ed} = -0.126$  kN\*m

$M_{z,Ed} = -0.015$  kN\*m

$V_{y,Ed} = 0.003$  kN

$N_{t,Rd} = 101.050$  kN

$M_{y,el,Rd} = 0.572$  kN\*m

$M_{z,el,Rd} = 0.572$  kN\*m

$V_{y,T,Rd} = 30.516$  kN

$M_{y,c,Rd} = 0.572$  kN\*m

$M_{z,c,Rd} = 0.572$  kN\*m

$V_{z,Ed} = -0.100$  kN

$V_{z,T,Rd} = 30.516$  kN

$T_{t,Ed} = 0.000$  kN\*m

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

## Chapitre IIX : Vérifications des éléments



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

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

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

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{y,Ed}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{z,Ed}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 369 Barre\_369

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

7.353 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 12 COMB5 (1+3)\*1.35+5\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235000.000$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 45x5**

h=4.50 cm

$\gamma_{m0}=1.00$

$\gamma_{m1}=1.00$

b=4.50 cm

$A_y=2.25$  cm<sup>2</sup>

$A_z=2.25$  cm<sup>2</sup>

$A_x=4.30$  cm<sup>2</sup>

tw=0.50 cm

$I_y=7.84$  cm<sup>4</sup>

$I_z=7.84$  cm<sup>4</sup>

$I_x=0.35$  cm<sup>4</sup>

tf=0.50 cm

$W_{ely}=2.43$  cm<sup>3</sup>

$W_{elz}=2.43$  cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = 0.252$  kN

$M_{y,Ed} = -0.165$  kN\*m

$M_{z,Ed} = -0.008$  kN\*m

$V_{y,Ed} = 0.003$  kN

$N_{c,Rd} = 101.050$  kN

$M_{y,el,Rd} = 0.572$  kN\*m

$M_{z,el,Rd} = 0.572$  kN\*m

$V_{y,T,Rd} = 30.526$  kN

$N_{b,Rd} = 101.050$  kN

$M_{y,c,Rd} = 0.572$  kN\*m

$M_{z,c,Rd} = 0.572$  kN\*m

$V_{z,Ed} = -0.135$  kN

$V_{z,T,Rd} = 30.526$  kN

$T_{t,Ed} = 0.000$  kN\*m

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

## Chapitre IIX : Vérifications des éléments

---

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

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

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

---

*Profil correct!!!*

### **IIX .5. Conclusion :**

Le dimensionnement des structures est présenté d'une façon simple didactique lors de la modélisation des éléments de notre structure qui nous a permis d'avoir une version globale des résultats obtenus.

# *Conclusion générale*

---

*Ce projet de fin d'études constitue une étape cruciale dans notre cycle de formation d'ingénieur. Ce travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au parcours universitaire. Grâce à ce projet, nous avons appris à appliquer divers règlements, tels que l'EUROCODE 03, le RNV 99/2013 et le RPA 99/2003.*

*Ce projet a également été une occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calcul, comme Robot Structural, et de dessin, tels qu'AutoCAD. Ces outils sont devenus indispensables, offrant un gain de temps appréciable en termes d'étude, avec des possibilités de modification très rapides.*

*Il est important de souligner que ce projet, qui représente pour nous une première expérience pratique, a été très bénéfique. Nous espérons que ce travail servira de guide utile pour les promotions futures et qu'il répondra à vos attentes.*

# Annexe

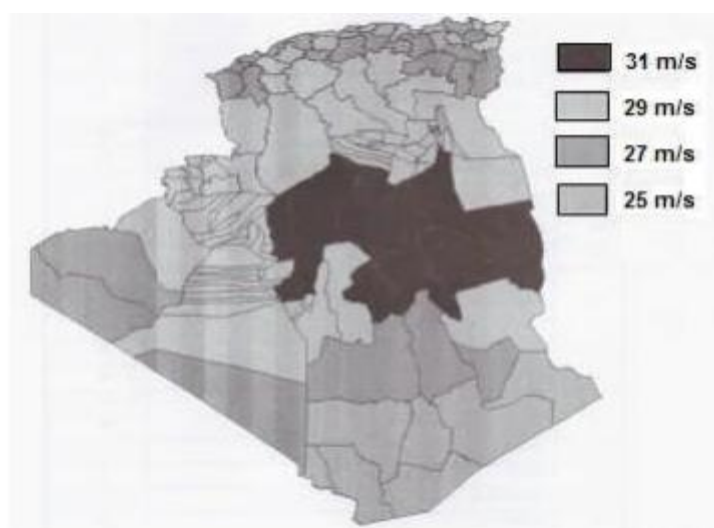
## ANNEXE

### Annexe 1

#### Classification des zones du vent en Algérie

Ordre	Wilayas	Zone	Ordre	Wilayas	Zone
10	BOUIRA	I	34	B.B.ARRERIDJ	I
11	TAMANRASSET	I	35	BOUMERDES	I
12	TEBESSA	I	36	ELTARF	I
13	TLEMCEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZIOUZOU	I	39	ELOUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUKAHRAS	I
18	JJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AINDEFLA	I
21	SKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDIBELABBES	I	46	A.TIMOUCHENT	I
23	ANABA	I	47	GHARDIA	II
24	GUELMA	I	48	RELIZANE	I

La carte RNV 2013 montrée sur la figure 2 et le tableau 3, découpe l'Algérie en 4 régions, avec des vitesses de vent allant de 25 m/s à 31 m/s par palier de 2m/s.



Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en Algérie.

## ANNEXE

### Annexe 2

#### Coefficients de topographie

Site	$C_t$
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

#### Catégorie de terrain

Catégorie de terrain	$K_T$	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$	$\epsilon$
<b>0</b> mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
<b>III</b> Zones à ouverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanents).	0.215	0.3	5	0.61
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

## ANNEXE

---

### Annexe 3

Valeur du coefficient d'exposition  $C_e(z)$

Hauteur $z$ (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

---

# ANNEXE

## Annexe 4

### Tableau des armatures


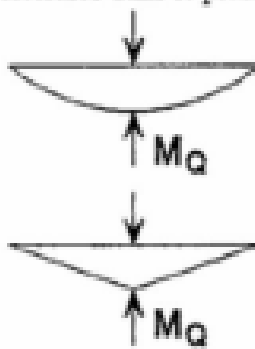
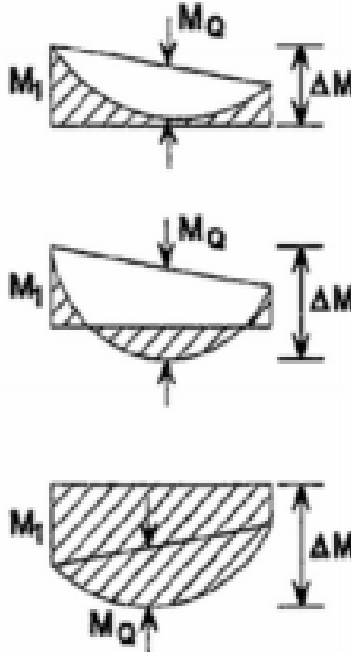
$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)

# ANNEXE

## Annexe 5

### Facteurs de moment uniforme équivalent $\beta_M$

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,3 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement  $\Delta M = \begin{cases}  \text{max} M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \text{max} M  +  \text{min} M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

---

## ANNEXE

---

### Annexe 6

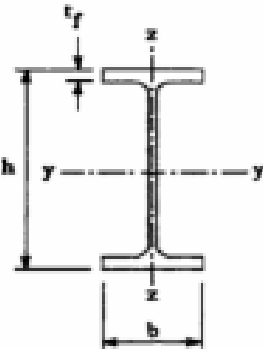
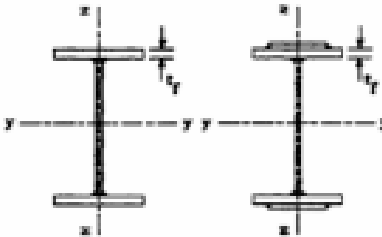
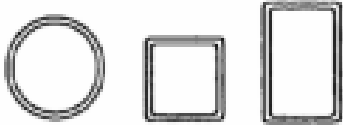
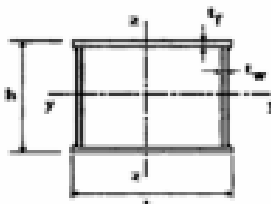
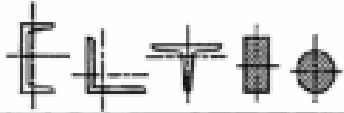
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	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

---

# ANNEXE

## Annexe 7

Choix des courbes de flambement pour les sections transversales. (Table 6.2, EN 1993-1-1)

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
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	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 $f_{yd}$ *)	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

## ANNEXE

### Annexe 8

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « a » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023]

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

## ANNEXE

### Annexe 9

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « b » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023]

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

## ANNEXE

### Annexe 10

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « c » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023]

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

## ANNEXE

### Annexe 11

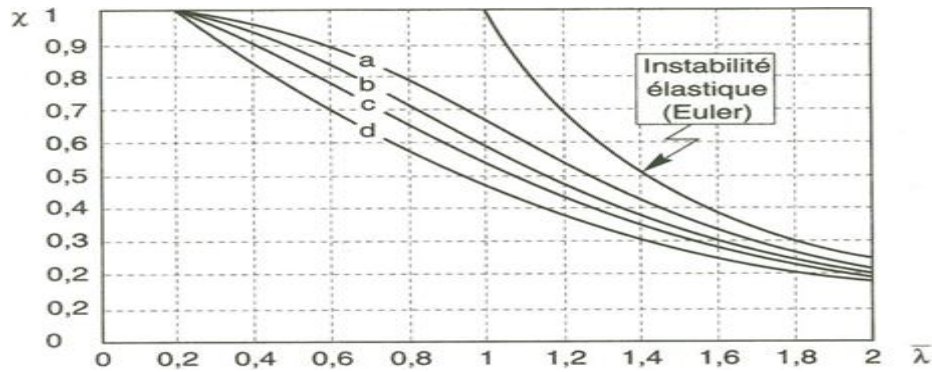
Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « d » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

# ANNEXE

## Annexe 12

### Allure de courbe de flambement



### Valeur de facteur imperfection

Courbes de flambement	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
Facteur d'imperfection	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

### Caractéristiques des profilés utilisés

Type de profilé	Masse	Dimensions						Aire	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
		G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)			d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )			I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )			
PANNES																		
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	11,22	16,4	541,2	77,32	88,34	5,74	44,92	12,31	19,25	1,65	2,45	1,98
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	14,6	23,9	1317	146,3	166,4	7,42	100,9	22,16	34,6	2,05	4,79	7,43
LISSES DE BARDAGE																		
UPN 140	16	140	60	7	10	10	9,8	20,4	605	86,4	103	5,45	62,7	14,8	28,3	1,75	5,68	1,8
POTELETS																		
HEA 180	35,5	171	180	6	9,5	15	12,2	45,25	2510	293,6	324,9	7,45	924,6	102,7	156,5	4,52	14,8	60,21
HEA 240	60,3	230	240	7,5	12	21	16,4	76,84	7763	675,1	744,6	10,05	2769	230,7	351,7	6	41,55	328,5
TRAVERS																		
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	17,76	33,4	2772	252	285,4	9,11	204,9	37,25	58,11	2,48	9,07	22,7
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15		45,94	5790	428,9	484	11,23	419,9	62,2	96,95	3,02		
POTEAU																		
HEB 260	93	260	260	10	17,5	24	17,7	118,4	14920	1148	1283	11,22	5135	395	602,2	6,58	123,8	753,7



## Crane Rails

### Standard European Profiles A-Rail (A45-A150)\*

The DIN "A" type rails (standard European profile) are rolled based on the DIN 536/1991 Specification.

The "A" rails, with their wide base, low center of gravity and wide web, are ideal for high load thrusts.

They are available in several sizes from A45 to A150, where the numbers represent the width of the head in mm. In the past these rails were offered in two types of steel: 700 and 900.

Recently, due to a progressive increase of the vertical loads of cranes on some special projects, the requirements for a rail with a greater hardening surface was required. These rails are rolled in 1100 steel whose chemical composition and mechanical properties are not governed

#### Chemical Composition (%)

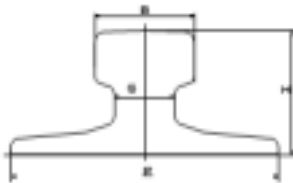
Typ of Steel	C	Ed. ante Mn	Si (max)	P (max)	S (max)
700 or 75 grade	0.45 - 0.60	0.80 - 1.20	0.35	0.045	0.045
900 or 95 grade	0.60 - 0.80	0.80 - 1.30	0.50	0.045	0.045

#### Mechanical Properties

yTop to Web	Tensile Strength (N/mm <sup>2</sup> )	Apparent Brinell hardness
700	en ni900	en ni204
90 A3	en ni900	en ni204
1100	en ni1000	en ni310

#### Technical Data

by the DIN 536/1991 Specification.



Profile	Area of Inertia (cm <sup>4</sup> )	Moment Head (cm <sup>3</sup> )	Sec. Modulus Base (cm <sup>3</sup> )	Sec. Modulus (cm <sup>3</sup> )
A45	26.2	60.0	41.5	27.0
A55	40.5	178.0	65.8	45.8
A65	54.9	219.0	105.4	71.3
A75	71.8	331.0	153.8	106.3
A100	94.7	356.0	203.4	161.0
A120	127.4	1381.8	289.1	238.0
A150	191.4	4373.0	601.5	565.7

Profile	Weight		Height		Web		Head		Web	
	lbs/ft	kg/m	inches	mm	inches	mm	inches	mm	inches	mm
A45	44.55	22.1	4.92	125	2.17	55	1.77	45	0.94	24
A55	54.11	31.8	5.91	150	2.56	65	2.17	55	1.22	31
A65	66.89	43.1	6.69	175	2.95	75	2.56	65	1.50	38
A75	113.20	56.2	7.87	200	3.35	85	2.95	75	1.77	45
A100	149.75	74.3	7.87	200	3.74	95	3.94	100	2.36	60
A120	201.50	100.0	8.66	220	4.13	105	4.72	120	2.83	72
A150	382.90	190.3	8.66	220	5.91	150	5.91	150	3.15	80

\* Consult Gantrex for clips and pad selection.



**TOLL FREE: 800 2 GANTREX (800) 242-6873**

Web site: [www.gantrex.com](http://www.gantrex.com) - Email: [sales@gantrex.com](mailto:sales@gantrex.com)

© GANTREX, 2008  
PRINTED in U.S.A.  
Rev. 10/11



## *Référence Bibliographique*

---

- **D.T.R C 2-4.7** ; Règlement Neige et Vent« **RNVA 2013** ».
  - **D.T.R B C – 2.44** ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« **CCM97** ».
  - **D.T.R B C 2 48** ; Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003**, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
  - **D.T.R B C – 2.2** ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
  - **EUROCODE 3** ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, **2009**.
  - Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'**Eurocode 03**, livre de Mr : **DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages).
-

