

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : Génie Civil

Option : Construction Métallique

Présenter par :

Mr LATEB Yacine

Thème :

ETUDE D'UN HANGAR EQUIPE D'UN PONT ROULANT

Soutenu devant le Jury composé de :

Mr HAMIZI Mohande, Professeur à l'UMMTOPrésident
Mr MECHICHE Mouhande Ameziane, Maitre de conférences à l'UMMT...Promoteur
Mr KAHIL Amar , Maitre de conférences à l'UMMTO.....Examineur

Année Universitaire : 2015/2016

PAGE DE GARDE

Remerciements

J'adresse mes plus sincères sentiments de reconnaissance et de gratitude à mon promoteur Monsieur MECHICHE qui m'a accompagné le long de l'élaboration de ce mémoire. Je voudrai particulièrement le remercier pour l'aide inestimable et les précieux conseils qu'ils me prodige.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner ce qui permettra sans doute de l'enrichir notamment par leurs précieux commentaires.

Je tiens aussi à remercier du fond du cœur tous mes enseignants et le staff administratif du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri pour m'avoir accompagné le long de me formation.

Enfin, mes remerciements vont également à toutes les personnes qui ont de prêt ou de loin collaboré à l'élaboration de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

- *A la mémoire de ma mère Allah yerhemha*
- *A mon père à qui je souhaite longue vie*
- *A tous mes frères et sœurs*
- *A mes belles sœurs, mes beaux frères, mes neveux et mes nièces*
- *A tous mes amis*
- *A tous ceux qui se sont sacrifiés pour que le savoir et la science rayonnent dans le monde*

Liste des notations

A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_v	Aire de cisaillement
C_t	Coefficient de topographie
C_r	Coefficient de rugosité
C_p	Coefficient de pression
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur
C_e	Coefficient d'exposition
C_d	Coefficient dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier
G	Module d'élasticité transversale de l'acier
G	Charge permanente
K_0	Coefficient de flambement
K_T	Facteur de terrain
L	Longueur
M_{Sd}	Moment fléchissant
M_{Rd}	Moment résistant
M_{Pl}	Moment plastique
M_{Cr}	Moment critique
$M_{b;Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au déversement
$N_{pl;Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
$N_{b;Rd}$	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement
N_{Sd}	Effort normal
N_{tsd}	Effort normal de traction
N_{csd}	Effort normal de compression
N_{pl}	Effort normal plastique
P_k	Poids total de la structure
Q	Charge d'exploitation
R	Coefficient de comportement de la structure
S	Charge de la neige

Liste des notations

V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant
$V_{pl;Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
V_{r_ef}	Vitesse de référence du vent
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique
d	Diamètre d'une section circulaire
f	La flèche
f_y	Limite d'élasticité
F_{fr}	Facteur de frottement
h	Hauteur d'une pièce
l	Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau)
l_f	Longueur de flambement
t	Epaisseur d'une pièce
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre
t_w	Epaisseur de l'âme de poutre
z	Hauteur au-dessus du sol
z_0	Paramètre de rugosité
z_{eq}	Hauteur équivalente
z_{min}	Hauteur minimale
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la dure de la charge d'exploitation
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
γ_M	Coefficient de sécurité
γ_{M0}	Coefficient partiel de sécurité
λ	Elancement
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier
σ_a	Contrainte de l'acier
σ_b	Contrainte du béton
ξ	Pourcentage d'amortissement
δ_{Max}	Flèche maximale admissible

Résumé

Ce projet de fin d'études concerne principalement l'étude et le dimensionnement d'un hall industriel équipé d'un pont roulant d'une capacité de 15 tonnes et d'une zone de bureaux appelée mezzanine destiné à servir d'atelier de maintenance dans une usine implantée dans la wilaya de Bejaia en Algérie. Notre travail s'inscrit en premier lieu dans le choix des matériaux de construction, l'évaluation des charges, des surcharges et des actions climatiques conformément aux règles **RNV99**. Une fois les charges déterminées et la descente de charge établie, vient le dimensionnement des éléments secondaires du hall métallique et de la mezzanine.

Vue l'importance des charges mobiles et leur interface avec la structure du hall objet de notre étude, un chapitre complet a été consacré à l'étude du pont roulant en se basant sur les normes **CTICM** et **EUROCODE 3**.

La zone d'implantation du projet étant concernée par le phénomène sismique « Zone IIa », une étude sismique basée sur la méthode statique équivalente a été effectuée conformément aux règles parasismiques algériennes **RPA99-Version 2003**.

Une étude complète de l'ossature principale tenant compte de tous les paramètres et combinaison de charges a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** dans lequel un modèle numérique 3D à éléments finis a été créé. Cette modélisation nous a permis d'évaluer les efforts et les déformations appliqués sur la structure sous les différentes combinaisons de charge. Les composants principaux de la structure ont par la suite été dimensionnés conformément à l'**EUROCODE 3** et au règlement **CCM99**.

A la lumière des efforts et des déformations précédemment déterminés, nous avons étudié dans l'avant dernier chapitre les principaux assemblages des éléments de structure.

En fin nous avons clôturé notre étude par le dimensionnement des fondations.

TABLE DES MATIERES

Remerciements	ii
Dédicaces	iii
Liste des notations	iv
Résumé	vi
Table des matières	vii
Liste des figures	xiii
Liste des Tableaux	xiv

Chapitre I « Généralités »

I.1 Introduction	01
I.2 présentation du projet	02
I.3 Présentation de l'ouvrage	02
I.3.1 Donnée géométriques	02
I.3.2 Toiture	03
I.3.3 Bardage	03
I.3.4 Contreventement	04
I.4 Normes et Règlements utilisés	04
I.5 Caractéristique des matériaux	04

Chapitre II « Evaluation des charges »

II.1 Charges permanentes	06
II.2 Charges d'exploitation	06
II.2.1 Charges d'exploitation du bloc bureaux (Mezzanine)	07
II.2.2 Charges d'exploitation du toit du hall métallique	07
II.3 Charges mobiles	07
II.4 Actions climatiques	07
II.4.1 Action de la neige	07
II.4.1.1 Charge de la neige sur le sol	08
II.4.1.2 Coefficient d'ajustement des charges	08
II.4.1.3 Charge caractéristique de la neige	08

Table des matières

II.4.2	Action du vent	08
II-4.2.1	Données du site	09
II.4.2.2	Coefficient dynamique C_d	09
II.4.2.3	Pression dynamique q_{dyn}	10
II.4.2.3.1	Répartition de la pression dynamique	10
II.4.2.3.2	Coefficient d'exposition au vent	10
II.4.2.3.3	Calcul de la pression dynamique	11
II.4.2.4	Coefficient de pression extérieur C_{pe}	12
II.4.2.5	Coefficient de pression intérieur C_{pi}	14
II.4.2.6	Calcul de la pression du vent q_j	15
II.4.2.7	Force de frottement du vent F_{fr}	23
II.5	Action de Température	23
II.6	Actions accidentelles (séisme)	23

Chapitre III « Dimensionnement des Eléments secondaires »

III.1	Elément de couverture du hall métallique	25
III.1.1	Dimensionnement des pannes	25
III.1.1.1	Charges à considérer	25
III.1.1.2	Combinaison de charges	26
III.1.1.3	Calcul des sollicitations internes	27
III.1.1.4	Vérification de la flèche	27
III.1.1.5	Classification du profilé	28
III.1.1.6	Vérification de la contrainte de flexion	29
III.1.1.7	Vérification du déversement	30
III.1.1.8	Vérification du cisaillement	32
III.1.2	Dimensionnement des liernes de pannes	32
III.1.2.1	Evaluation des efforts dans les liernes	33
III.1.2.2	Dimensionnement des liernes	33
III.1.3	Dimensionnement des lisses de bardage	34
III.1.3.1	charges à considérer	34
III.1.3.2	Combinaison de charges	34
III.1.3.3	Calcul des sollicitations internes	35
III.1.3.4	Vérification de la contrainte de flexion	35

Table des matières

III.1.3.5	Vérification de la flèche	36
III.1.3.6	Vérification du déversement	36
III.1.3.7	Vérification du cisaillement	38
III.1.4	Dimensionnement des liernes de lisse	38
III.1.4.1	Evaluation des efforts	38
III.1.4.2	Dimensionnement des liernes de lisses	39
III.1.5	Dimensionnement des potelets	39
III.1.5.1	Evaluation des charges	39
III.1.5.2	Calcul des sollicitations internes	40
III.1.5.3	Vérification de la flèche	40
III.1.5.4	Classification du profilé	41
III.1.5.5	Vérification de la contrainte de flexion composée	41
III.2	Eléments secondaires de la zone de bureaux « Mezzanine »	46
III.2.1	Escalier métallique	46
III.2.1.1	Dimensions	46
III.2.1.2	Charge à prendre en considération	47
III.2.1.3	Combinaison de charge	47
III.2.1.4	Calcul des sollicitations internes	47
III.2.1.5	Vérification de la contrainte de flexion composée	48
III.2.1.6	Vérification de la flèche	51
III.2.2	Etude du plancher collaborant	52
III.2.2.1	Vérification de la phase de montage	53
III.2.2.1.1	Evaluation des charges	53
III.2.2.1.2	Vérification de la solive « IPE360 »	53
III.2.2.1.3	Vérification du pontage métallique	54
III.2.2.2	Vérification de la phase d'exploitation	55
III.2.2.2.1	Evaluation des charges	55
III.2.2.2.2	Combinaison de charges	56
III.2.2.2.3	Détermination de la position de l'axe neutre	56
III.2.2.2.4	Calcul du moment d'inertie de la section mixte	57
III.2.2.2.5	Calcul des sollicitations internes	57
III.2.2.2.6	Contraintes de flexion simple	57

III.2.2.2.7	Vérifications de la flèche	60
III 2.2.2.8	Vérification du cisaillement	61
III .2.2.2.9	Calcul des connecteurs	61
III 2.2.2.10	Calcul du ferrailage de la dalle	63

Chapitre IV « Dimensionnement du chemin de roulement »

IV.1	Introduction	64
IV.2	Caractéristique du pont roulant	65
IV.3	Classification du pont roulant	65
IV.4	Coefficients	66
IV.5	Calcul des réactions au niveau des galets	66
IV.5.1	Charges statiques (Réactions verticales)	66
IV.5.2	Charges verticales avec majoration dynamique	67
IV.5.3	Charges horizontales longitudinales	67
IV.5.4	Charges horizontales transversales	67
IV.5.5	Récapitulation des réactions	68
IV.6	Dimensionnement du chemin de roulement	68
IV.6.1	Choix du rail de roulement	68
IV.6.2	Dimensionnement de la poutre de roulement	68
IV.6.2.1	Calcul des sollicitations internes	69
IV.6.2.2	Vérification de la flexion bi-axiale composée	71
IV.6.2.3	Vérification de la flèche	74
IV.6.2.4	Vérification du cas de marche en crabe	75
IV.6.2.5	Résistance de l'âme aux charges transversales	78
IV.7	Calcul du support du chemin de roulement	81
IV.7.1	Evaluation des charges	82
IV.7.2	Calcul des sollicitations internes	83
IV.7.3	Vérification de la contrainte de flexion bi-axiale	84
IV 7.4	Vérification du déversement	84
IV 7.4	Vérification de la flèche	85
IV 7.5	Vérification du cisaillement	85
IV.8	Vérification du système de stabilisation transversal	86
IV.8.1	Vérification de la contrainte de traction	86

IV.8.2	Vérification de la pression diamétrale	87
--------	--	----

Chapitre V « Etude sismique »

V.1	Evaluation de la force sismique	88
V.2	Distribution des forces sismiques	90
V.2.1	Distribution sur la hauteur	90
V.2.2	Distribution horizontale	90
V.3	Effet de torsion	91
V.3.1	Calcul de l'excentricité	91
V.3.1	Effort de torsion	93
V.4	Conclusion	94

Chapitre VI «dimensionnement des éléments structuraux »

VI.1	Introduction	95
VI.2	Définition des charges	96
VI .3	Combinaison de charges	96
VI. 4	Résultats d'analyse extraits du SAP 2000	96
VI. 5	Vérification des poteaux « HEA400 »	98
VI.5.1	Vérification de la flexion composée bi-axiale	99
VI .5.2	Vérification de la flèche	101
VI.6	Vérification des traverses « IPE 600 »	102
VI.6.1	Vérification de la flexion composée	102
VI.6.2	Vérification de la flèche	105
VI.7	Poutre de chaînage	105
VI.7.1	Vérification de la flexion composée	105
VI.8	Eléments de contreventement « L 130 x 130 x 10 »	108

Chapitre VII «Etude des assemblages »

VII.1	Introduction	109
VII.2	Assemblage poteau-traverse	109
VII.2.1	Efforts sollicitant	110
VII.2.2	Dispositions constructives	110
VII.2.3	Soudure de la platine	110

Table des matières

VII.2.4	Assemblage boulonné	111
VII.3	Assemblage de faîtage	112
VII.3.2	Dispositions constructives	113
VII.3.3	Soudure de la platine	113
VII.3.4	Assemblage boulonné	114
VII.4	Assemblage des pieds de poteaux	115
VII.4.1	Efforts sollicitant	116
VII.4.2	Vérification de la plaque d'assise	116
VII.4.3	Vérification des tiges d'ancrage	116

Chapitre VIII «Etude des fondations »

VIII.1	Introduction	118
VIII.2	Charges à considérer	118
VIII.3	Vérification de la contrainte du sol	118
VIII.4	Ferraillage de la fondation	119
VIII.5	Calcul des longrines	121

Conclusion	123
-------------------	------------

Bibliographie	124
----------------------	------------

Liste des figures

Figure II-1 : Pression du Vent – Parois verticales -Pignon façade Nord	15
Figure II-2 : Pression du Vent – Parois verticales -Pignon façade Sud	16
Figure II-3 : Pression du Vent – Parois verticales –Long-pan façade Est	17
Figure II-4 : Pression du Vent – Parois verticales –Long-pan façade Ouest	18
Figure II-5 : Pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Nord	19
Figure II-6 : Pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Sud	20
Figure II-7 : Pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Est	21
Figure II-8 : Pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Ouest	22
Figure III-1 : Liernes pour les pannes	32
Figure III-2 : Surface reprise par le potelet le plus défavorable	39
Figure III-3 : Escalier métallique	46
Figure III-4 : Détails typiques du plancher collaborant	52
Figure III-5 : Pontage métallique type HAIRCOL59	54
Figure III-6 : Connecteur type NELSON	61
Figure III-7 : Espacement des Connecteurs	62
Figure IV.1 : Pont Roulant mono poutre (15 tonnes)	64
Figure IV.2 : Réactions verticales aux galets	66
Figure IV-3 : Récapitulatif des réactions sur les galets	68
Figure IV.4 : Moments dus aux charges mobiles (théorème de Barré)	69
Figure IV.5 : Détail de charges d'un galet	78
Figure IV.6 : Détail support du chemin de roulement	81
Figure IV.7 : Détail des billettes de fixation de la poutre de roulement	86
Figure VI.1 : Model numérique de la structure extrait du logiciel SAP 2000	95
Figure VI.2 : Diagramme des moments « M_y »	97
Figure VI.3 : Diagramme des efforts Normaux « N »	97
Figure VI.4 : Diagramme des efforts Tranchants « V »	97
Figure VI.5 : Diagramme des moments « M_y »	98
Figure VI.6 : Diagramme des efforts Normaux « N »	98
Figure VI.7 : Diagramme des efforts Normaux « N »	98

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Valeurs des charges permanentes	06
Tableau II-2 : Calcul de la pression dynamique	11
Tableau II-3 : Calcul du coefficient C_{pi}	14
Tableau II-4 : Calcul de la pression du Vent – Pignon façade Nord	15
Tableau II-5 : Calcul de la pression du Vent – Pignon façade Sud	16
Tableau II-6 : Calcul de la pression du Vent – Long-pan façade Est	17
Tableau II-7 : Calcul de la pression du Vent – Long-pan façade Ouest	18
Tableau II-8 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Nord	19
Tableau II-9 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Sud	20
Tableau II-10 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Est	21
Tableau II-11 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Ouest	22
Tableau III-1 : Caractéristiques de l’IPE350	52
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques du pont roulant	65
Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques du pont roulant	65
Tableau IV.3 : Classification des ponts selon l’intensité de d’usage	65
Tableau IV.4 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever	65
Tableau IV.5 : Coefficient de calcul des charges [CTICM]	66
Tableau IV.6 Récapitulation des réactions sur les galets	68

Chapitre I « Généralités »

I.1 Introduction :

L'évolution continue des concepts architecturaux et industriels exige plus de maîtrise en matière de conception et d'exécution des travaux. Les concepteurs et ingénieurs sont de plus en plus appelés à étudier des ouvrages complexes nécessitant une grande précision, une longue durabilité, une excellente qualité et ce dans des délais d'exécution réduits. Les formes deviennent variées avec des portées toujours plus longues. Pour répondre à toutes ces exigences, les techniques de conceptions ont certes évoluées notamment avec l'apparition de la CAO et de la modélisation numérique à éléments finis mais le choix du mode et matériaux de construction demeure un facteur important pour satisfaire ces exigences. Vu sa légèreté, sa précision, son mode et rapidité d'exécution, la construction métallique demeure l'une des meilleures alternatives pour relever ces défis.

En Algérie ce mode de construction initialement réservé pour les constructions industrielles commence à faire son apparition dans d'autres secteurs civils tel que les bâtiments, les infrastructures publiques, sportives et commerciales. Les grandes facultés qu'elle offre font de la construction métallique une bonne alternative au béton armé notamment dans les zones de forte sismicité.

L'introduction de cette nouvelle branche au niveau du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou en 2013 a été une occasion pour beaucoup d'étudiant dont je fais partie de se spécialiser dans cette branche prometteuse. Le long de notre cursus, nous avons acquis de grandes connaissances théoriques dans ce domaine. L'objectif du présent mémoire de fin d'étude est de mettre en œuvre ces connaissances acquises en étudiant un projet concret.

I.2 présentation du projet

Ce projet de fin d'études est orienté principalement vers l'étude structurale d'un hall métallique équipé d'un pont roulant destiné à servir d'atelier de maintenance dans une usine implantée dans la wilaya de Bejaia en Algérie.

L'envergure et la complexité de ce projet m'ont permis de mener une large palette d'étude :

- Etudes climatiques (vent, séisme).
- Etude d'une structure métallique contreventée par paliers de stabilité.
- Etude d'un chemin de roulement pour un pont roulant de 15 tonnes.
- Etude d'une structure mixte (plancher collaborant).
- Etude de fondations
- Etude des assemblages

Cela m'a permis de consolider mes connaissances théoriques acquises durant mon cursus universitaire en m'apportant entre autre l'autonomie dans l'utilisation des normes et des codes, la compréhension de la méthodologie d'une étude de structure ainsi que la maîtrise des outils de calculs et de modélisation.

I.3 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui sera étudié dans le cadre du présent projet de fin d'étude est un hangar métallique équipé d'un pont roulant d'une capacité de 15 tonnes avec une partie mezzanine en structure mixte (acier-béton).

I.3.1 Donnée géométriques

Le hangar que nous étudions est caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 31.40m
- Largeur totale : 25.60m
- Hauteur des poteaux : 11.75m
- Hauteur totale : 13.25m

I.3.2 Toiture

La couverture du hangar objet du présent mémoire est composée de panneaux sandwichs fixés sur des pannes liées entre elles avec des liens et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.

L'inclinaison de cette toiture par rapport à l'horizontal est de 12.4%.



I.3.3 Bardage

Le bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.



Ouverture :

- Façade Nord : 33.30m²
- Façade Sud : 15.97m²
- Façade Est : 86.43m²
- Façade Ouest : 43.46m²

I.3.4 Contreventement

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme, pont roulant...) est assurée par des paliers de stabilité prévus sur les quatre façades du bâtiment ainsi qu'un contreventement horizontale de toiture installé sous les fermes.

I.4 Normes et Règlements utilisés

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- Règles Neige et Vent (RNV99)
- Règles parasismiques algériennes (RPA99 - version 2003)
- Règles de conception des structures en acier (CCM97)
- Règles de calcul des structures en acier EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 (partie 1 - règles générales et règles pour les bâtiments)
- Produits laminés à chaud en acier de construction (NF EN 10025)
- Exécution des structures en acier (NF EN 1092-2)
- Béton armée aux états limites (BAEL 91 – version 99)
- Règles de calcul des fondations superficiels (DTR-BC 2.331)
- Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2.2)

I.5 Caractéristique des matériaux

Le bon choix des matériaux utilisés en construction métallique est un facteur prépondérant notamment pour assurer une construction satisfaisante, une fonctionnalité appropriée, une fiabilité élevée ainsi qu'une longue durée de vie.

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour les matériaux suivant :

a. Acier de structure

L'acier de construction sera de nuance S-275-JR suivant la norme européenne EN 10025.

Les caractéristiques mécaniques des membrures sont :

- Limite d'élasticité : $F_y = 275\text{MPa}$ (profilés laminés à chaud)
- Module de Young : $E = 210\,000\text{MPa}$
- Module d'élasticité transversale : $G = 83\,000\text{MPa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.28$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/C}^\circ$

b. Boulonnerie

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type à haute résistance de classe 10.9. La limite d'élasticité (F_{yb}) et la résistance à la traction (F_{ub}) pour ces boulons sont :

- $F_{yb} = 900 \text{ Mpa}$
- $F_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$

Les boulons d'ancrage des colonnes seront en acier de nuance S 355-JR avec une limite d'élasticité $\sigma_e = 355 \text{ Mpa}$.

c. Soudures

Les soudures seront conformes à l'Eurocod 3 « calcul des structures en acier ».

d. Béton

Le béton des fondations et des planchers collaborants aura les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Dosage en ciment = 350 kg/m^3
- Enrobage : $e = 3 \text{ cm}$

e. Acier pour béton armé

Les aciers d'armature utilisés sont de type a haute adhérence de nuance FeE500 avec une limite élastique $\sigma_s = 434 \text{ Mpa}$.

Chapitre II « Evaluation des charges »

Pour la conception et le calcul de l'ouvrage objet du présent mémoire, les charges et actions suivantes seront considérées :

- Charges permanentes (poids propre des éléments permanents)
- Charges d'exploitation (charges utiles dans le bâtiment)
- Charges mobiles (pont roulant de 15t)
- Action climatiques (neige, vent et température)
- Action accidentelles (séisme)

II.1 Charges permanentes

Il s'agit du poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini (structure, planchers, cloisons, revêtement de sol, caillebotis,...)

Les charges permanentes pour notre projet sont données dans le tableau ci-après :

Acier de structure	7850 [kg/m ³]
Béton armé	2500 [kg/m ³]
Dalle de béton sur platelage métallique E _p =130mm	240 [kg/m ²]
Dalle de béton sur platelage métallique E _p =130mm	240 [kg/m ²]
Revêtement de sol industriel antistatique E _p =10mm	8.5 [kg/m ²]
Toiture (panneaux sandwich)	20.2 [kg/m ²]
Bardage (panneaux sandwich)	19 [kg/m ²]
Murs léger en Placoplatre type Knauf E _p = 125mm	50 [kg/m ²]
Caillebotis de 40 ou 30mm	70 [kg/m ²]
Conduites et câblages pour Mécanique / Electrique	50 [kg/m ²]
Faux plafond mécanique en plaquo-platre	15 [kg/m ²]

Tableau II-1 : Valeurs des charges permanentes

II.2 Charges d'exploitation

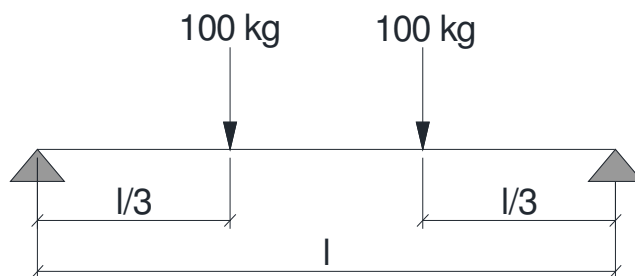
Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document réglementaire charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR B-C2-2.

II.2.1 Charges d'exploitation du bloc bureaux (Mezzanine)

- Plancher niveau bureaux : 250 [kg/m²]
- Plancher niveau terrasse inaccessible : 100 [kg/m²]
- Escalier de circulation : 250 [kg/m²]

II.2.2 Charges d'exploitation du toit du hall métallique

Le toit du hall métallique n'est accessible qu'en cas d'entretien, les charges d'entretien seront assimilées à deux charges concentrées de 100kg chacune appliquées au 1/3 et au 2/3 de la portée conformément au DTR B-C2.2 - Article 7.3.1.



II.3 Charges mobiles

L'Atelier mécanique faisant l'objet de notre étude est équipé d'un pont roulant d'une capacité de 15 tonnes. Cette charge mobile sera prise en compte dans le dimensionnement de la structure notamment du chemin de roulement.

II.4 Actions climatiques

II.4.1 Action de la neige

Le calcul des charges dues à la neige se fait selon la réglementation RNV99 (DTR C2-47) règlement Neige et Vent.

La charge caractéristique de neige sur la toiture par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad \ll \text{Art. 3.1.1 - RNV 99} \gg$$

Avec :

- S_k est la charge de neige sur le sol en fonction de la zone de neige et de l'altitude [kN/m²]
- μ est le coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture.

II.4.1.1 Charge de la neige sur le sol

Le projet est implanté dans la wilaya de Bejaia classée en zone A selon le tableau de la page 25 des règles RNV99.

$$S_k = (0.07 \times h + 15)/100 \quad [\text{kN/m}^2] \quad \ll \text{Art. 4.2 - RNV 99} \gg$$

Avec : H est l'altitude du lieu d'implantation du projet par rapport au niveau de la mer

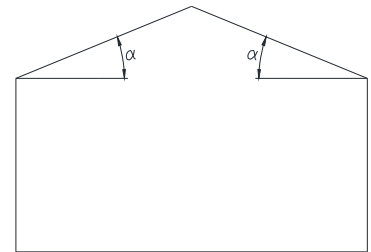
(El Kser H=200m).

$$\text{D'où } S_k = (0.07 \times 200 + 15) / 100 = 0.29 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

II.4.1.2 Coefficient d'ajustement des charges

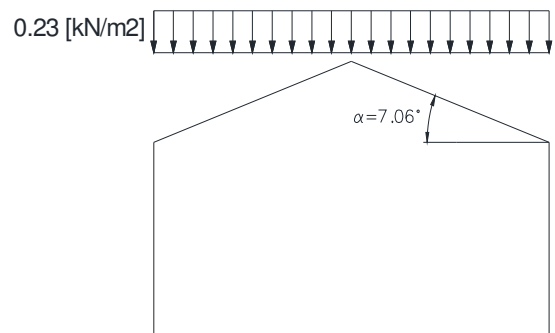
$$\alpha_1 = \alpha_2 = 7.06^\circ \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ)$$

$$\text{D'où } \mu_1 = \mu_2 = 0.8 \quad (\text{Tableau 6.2 - page 18 - RNV99})$$



II.4.1.3 Charge caractéristique de la neige

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.29 = 0.23 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$



II.4.2 Action du vent

L'étude au vent est déterminée selon le règlement neige et vent RNV99 (DTR C2-47), l'effet du vent par unité de surface et donné par la formule suivante :

$$q_{je} = c C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad \ll \text{Arts. 1.2.2.1 \& 1.2.2.2 - RNV99} \gg$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent [KN/m²]
- C_d : Coefficient dynamique
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

II-4.2.1 Données du site

Le site du projet se trouve dans la zone industrielle d'El ksar wilaya de Bejaia. Les données relatives au projet extraites des règles RNV99 sont les suivant :

- Coefficient de topographie : $C_t = 1$ (site plat) « tableau 2.5 - RNV99 »
- Facteur de terrain : $K_T = 0.22$ (Catégorie III) « tableau 2.4 - RNV99 »
- Paramètre de rugosité : $Z_0 = 0.3$ (catégorie III) « tableau 2.4 - RNV99 »
- Hauteur minimale : $Z_{min} = 8m$ (catégorie III) « tableau 2.4 - RNV99 »
- Pression dynamique de référence : $q_{réf} = 375 [N/m^2]$ (zone I) « tableau 2.3 - RNV99 »

II.4.2.2 Coefficient dynamique C_d

Pour tenir compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification que des turbulences ayant une fréquence proche de la fréquence propre de la structure peuvent provoquer, les règles RNV99 introduisent dans le calcul de la pression due au vent un coefficient dynamique « C_d ».

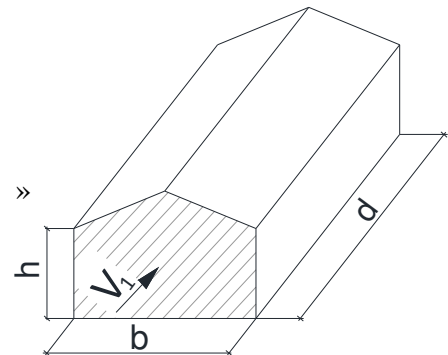
Ce coefficient dépend des dimensions de l'ouvrage (hauteur/largeur) ainsi que du mode de construction (Acier, béton, mixte...).

Les valeurs obtenues pour le coefficient dynamique C_d dans notre cas sont :

a. Vent sur pignon

$h = 13.25m$
 $b = 25.6m$

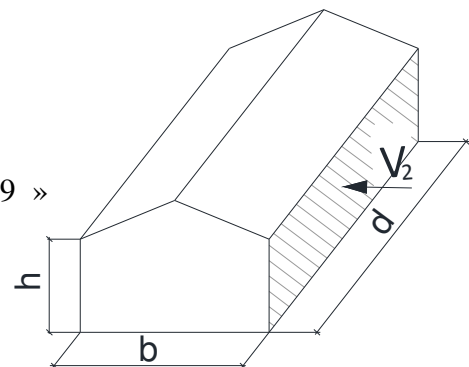
$\longrightarrow C_d = 0.93$ « figure 3.2 - RNV99 »



b. Vent sur long-pan

$h = 13.25m$
 $b = 31.40m$

$\longrightarrow C_d = 0.91$ « figure 3.2 - RNV99 »



II.4.2.3 Pression dynamique q_{dyn}

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface « j » d'une structure permanente est donné par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad \ll \text{Art.3.2 - RNV99} \gg$$

Ou' :

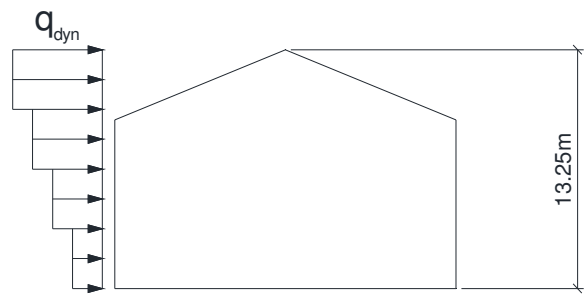
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence déterminé au paragraphe II.4.2.1
- $C_e(z_j)$: Coefficient d'exposition au vent de l'élément de surface « j »

II.4.2.3.1 Répartition de la pression dynamique

La construction faisant objet de la présente étude étant de type sans plancher intermédiaire (hangar industriel) et de hauteur supérieure à 10m ($h=13.25$) sera considérée constituée de n élément de hauteur h_i suivant les prescriptions de l'article 3.1.1 des règle RNV99.

$$n = E [h/3] = [4.42] = 4$$

$$h_i = \frac{h}{n} = \frac{13.25}{4} = 3.31\text{m}$$



II.4.2.3.2 Coefficient d'exposition au vent

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z_j)$ à été introduit dans les règle RNV 99 afin de tenir compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site d'implantation et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_e(z_j) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \ll \text{Art 3.3.2 - RNV99} \gg$$

»

Avec :

- $C_r(z)$: Coefficient de rugosité
- $C_t(z)$: Coefficient de topographie
- K_t : Facteur de terrain

a. Coefficient de rugosité $C_r(z)$

Le projet que nous étudions est situé dans une zone industrielle ce qui le place dans la catégorie III pour laquelle les règles RNV99 « tableau 2.4 - page 47 » prévoient les paramètres suivantes :

- Facteur de terrain : $K_t = 0.22$
- Paramètre de rugosité : $Z_0 = 0.3m$
- Hauteur minimale : $Z_{min} = 8m$

$$\left. \begin{aligned}
 C_r(z) &= K_T \times \text{Ln} \left[\frac{Z}{Z_0} \right] \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m. \\
 C_r(z) &= K_T \times \text{Ln} \left[\frac{Z_{min}}{Z_0} \right] \quad \text{pour } Z < Z_{min}
 \end{aligned} \right\} \quad \ll \text{ Art 4.2 - RNV99} \gg$$

b. Coefficient de topographie $C_t(z)$

L'effet de la topographie du site d'implantation du projet sur l'accroissement de la vitesse du vent est pris en compte par les règles RNV99 sous forme d'un coefficient appelé coefficient topographique « C_t ».

Pour notre projet implanté dans un site plat $C_t(z) = 1$ « Tableau 2.5 - page 48 - RNV99 »

II.4.2.3.3 Calcul de la pression dynamique

Le tableau ci-après donne le calcul de la pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ déterminée au milieu de chacun des quatre éléments de hauteur $h_i = 3.31m$.

Elément j	Z_j [m]	K_t	$C_t[z_j]$	$C_r[z_j]$	$C_e[z_j]$	$q_{réf}$ [N/m^2]	$q_{dyn}(z_j)$ [N/m^2]
1	1.66	0.22	1	0.72	1.63	375	610.20
2	4.97	0.22	1	0.72	1.63	375	610.20
3	8.28	0.22	1	0.73	1.66	375	621.41
4	11.59	0.22	1	0.80	1.87	375	702.00

Tableau II-2 : Calcul de la pression dynamique

II.4.2.4 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

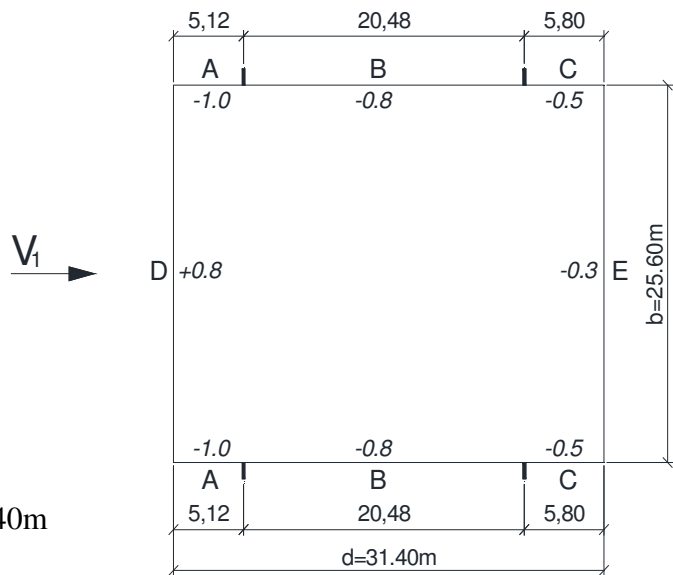
Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend des dimensions en plan de la construction et de la dimension de la surface chargée tel que définie au paragraphe 1.1 du chapitre 5 des règles RNV99. Les dimensions en plan de la construction sont définies comme suit :

- b : Dimension perpendiculaire à la direction du vent
- d : Dimension parallèle à la direction du vent

Le calcul du C_{pe} pour les deux directions du vent (pignon / long-pan) sont représentées ci-dessous :

a. Parois verticales

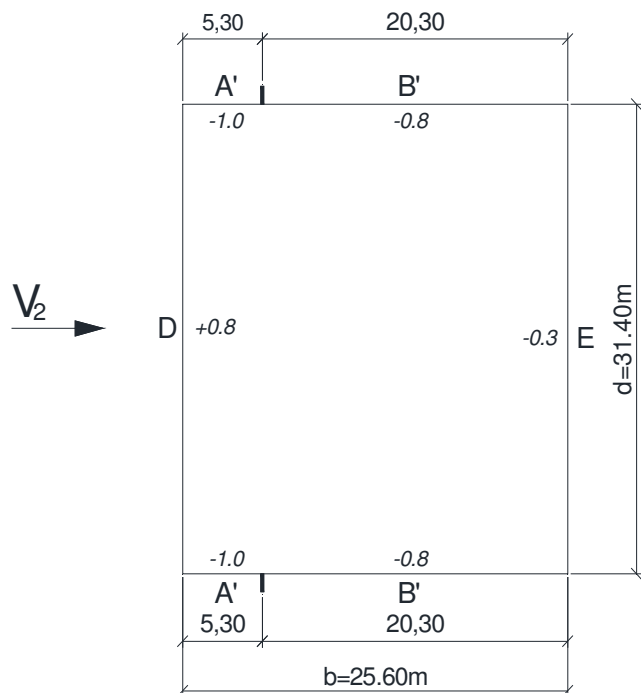
- Vent sur pignon (sens V_1)



$$H = 13.25\text{m}$$

$$E = \min [b ; 2h] = 25.60 \text{ } \curvearrow \text{ } d = 31.40\text{m}$$

- Vent sur long-pan (sens V_2)



$$H = 13.25\text{m}$$

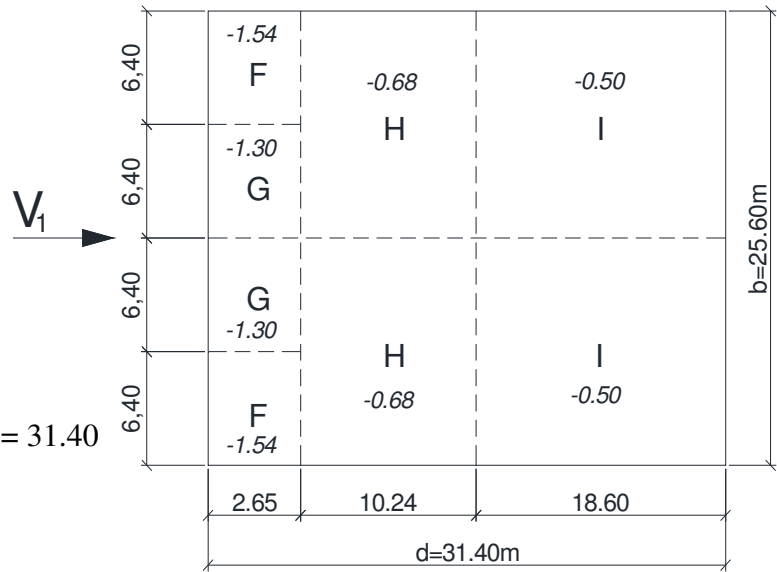
$$E = \min [b ; 2h] = 26.50 \text{ } \curvearrow \text{ } d = 25.60$$

b. Toiture

- Vent sur pignon ($\Theta = 90^\circ$)

$H = 13.25m$

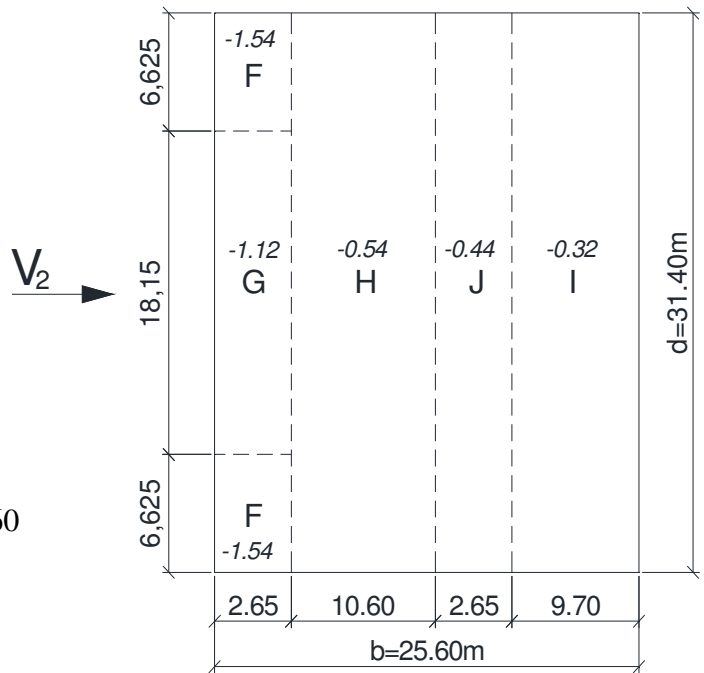
$E = \min [b ; 2h] = 25.60 \text{ } \curvearrow \text{ } d = 31.40$



- Vent sur long-pan ($\Theta = 0^\circ$)

$H = 13.25m$

$E = \min [b ; 2h] = 26.50 \text{ } \curvearrow \text{ } d = 25.60$



II.4.2.5 Coefficient de pression intérieur C_{pi}

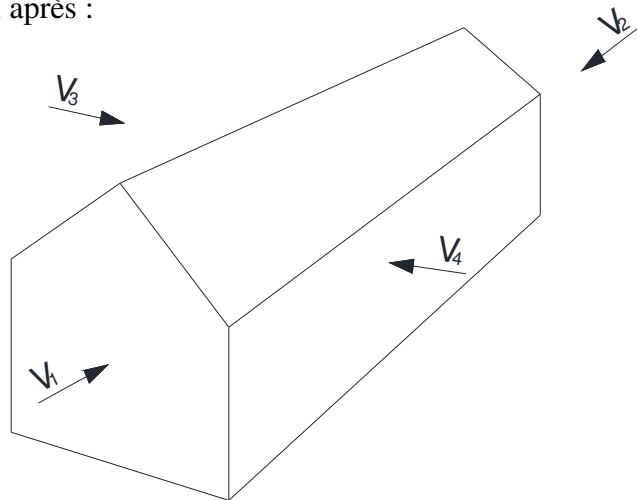
Le coefficient de pression intérieur C_{pi} est fonction du pourcentage d'ouverture dans la construction considérée. Ce pourcentage d'ouverture est représenté par l'indice de perméabilité μ_p qui est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Le hangar objet de notre étude comporte des ouvertures sur ces quatre façades. Nous rappelons ci-après les surfaces de ces ouvertures déjà indiquées dans le paragraphe 3.3 du chapitre I :

- Ouverture sur la façade Nord : 33.30m^2
- Ouverture sur la façade Sud : 15.97m^2
- Ouverture sur la façade Est : 86.43m^2
- Ouverture sur la façade Ouest : 43.46m^2

Nous considérons donc la direction du vent perpendiculaire à chacune de ces façades comme montré sur le schéma ci après :



Les résultats de calcul du coefficient C_{pi} sont donnés dans le tableau ci-après :

Désignation	μ_p	C_{pi}
Pignon façade Nord (sens V1)	0.81	-0.36
Pignon façade Sud (sens V2)	0.91	-0.50
Pignon façade Est (sens V3)	0.52	+0.075
Pignon façade Ouest (sens V4)	0.76	-0.188

Tableau II-3 : Calcul du coefficient C_{pi}

II.4.2.6 Calcul de la pression du vent q_j

Les démarches précédentes nous ont permis de déterminer les différents facteurs entrant dans la formule de calcul de la pression du vent définie au paragraphe II.4.2 du présente mémoire. Les résultats de calcul de la pression du vent q_j sont présentés ci-après

a. Parois verticales

- Vent sur pignon (façade Nord)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
A	0.93	621.41	-1	-0.36	-369.86
B	0.93	621.41	-0.8	-0.36	-254.28
C	0.93	621.41	-0.5	-0.36	-80.91
D	0.93	621.41	+0.8	-0.36	670.38
E	0.93	621.41	-0.3	-0.36	34.67

Tableau II-4 : Calcul de la pression du Vent – Pignon façade Nord

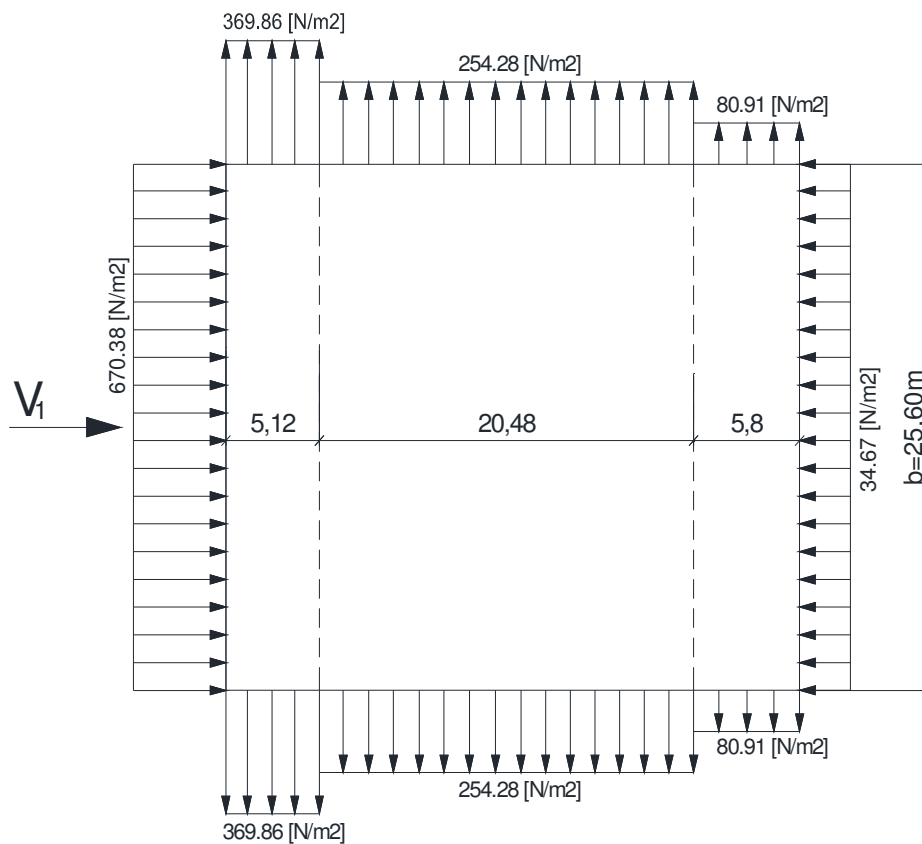


Figure II-1 : Pression du Vent – Parois verticales -Pignon façade Nord

- Vent sur pignon (façade Sud)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
A	0.93	621.41	-1	-0.5	-288.96
B	0.93	621.41	-0.8	-0.5	-173.37
C	0.93	621.41	-0.5	-0.5	0.00
D	0.93	621.41	+0.8	-0.5	751.28
E	0.93	621.41	-0.3	-0.5	115.58

Tableau II-5 : Calcul de la pression du Vent – Pignon façade Sud

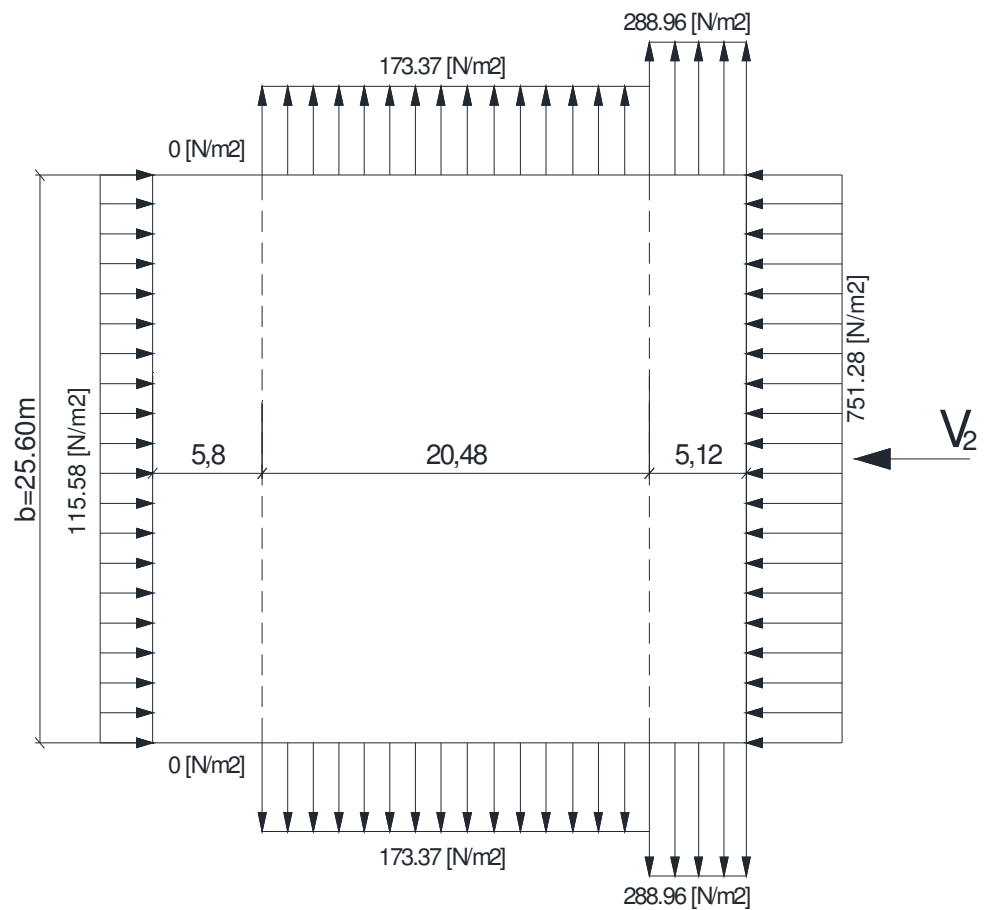


Figure II-2 : Pression du Vent – Parois verticales -Pignon façade Sud

- Vent sur long-pan (façade Est)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
A'	0.91	621.41	-1	0.075	-607.89
B'	0.91	621.41	-0.8	0.075	-494.80
D	0.91	621.41	0.8	0.075	409.98
E	0.91	621.41	-0.3	0.075	-212.06

Tableau II-6 : Calcul de la pression du Vent – Long-pan façade Est

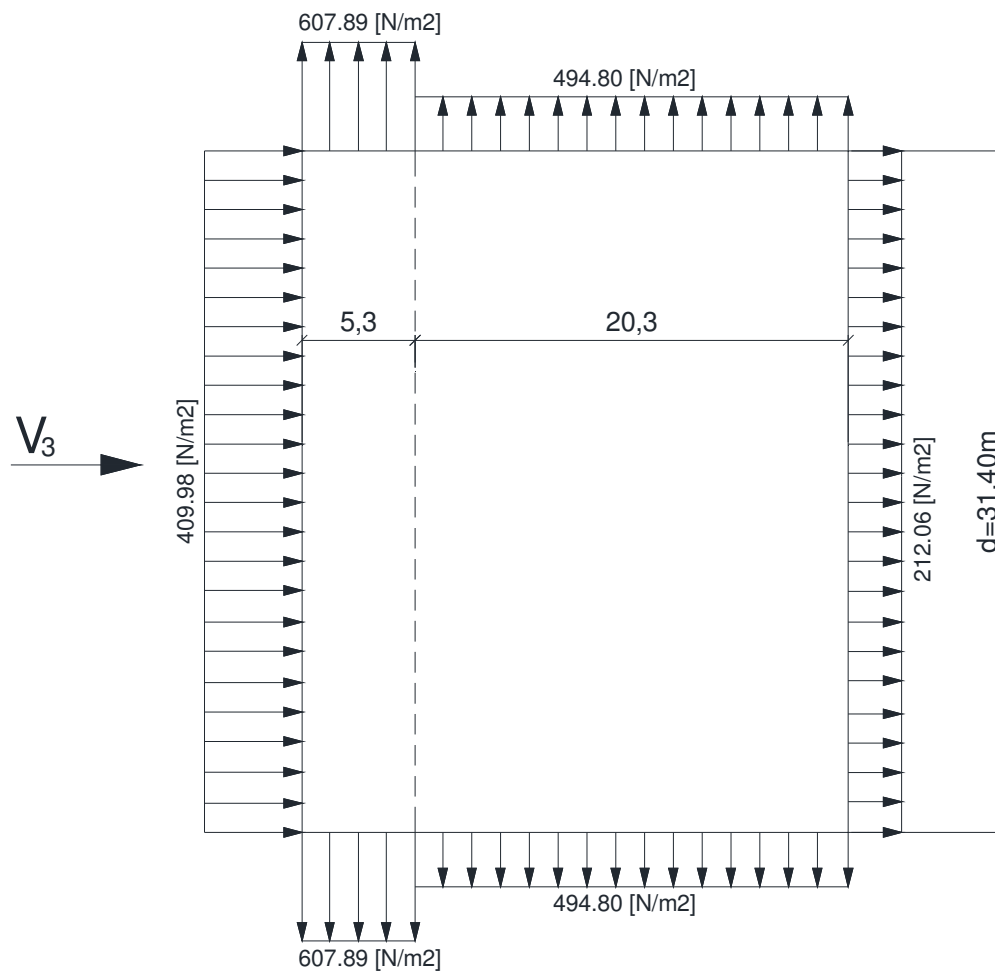


Figure II-3 : Pression du Vent – Parois verticales –Long-pan façade Est

- Vent sur long-pan (façade Ouest)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
A'	0.91	621.41	-1	-0.188	-459.17
B'	0.91	621.41	-0.8	-0.188	-346.08
D	0.91	621.41	0.8	-0.188	558.70
E	0.91	621.41	-0.3	-0.188	-63.33

Tableau II-7 : Calcul de la pression du Vent – Long-pan façade Ouest

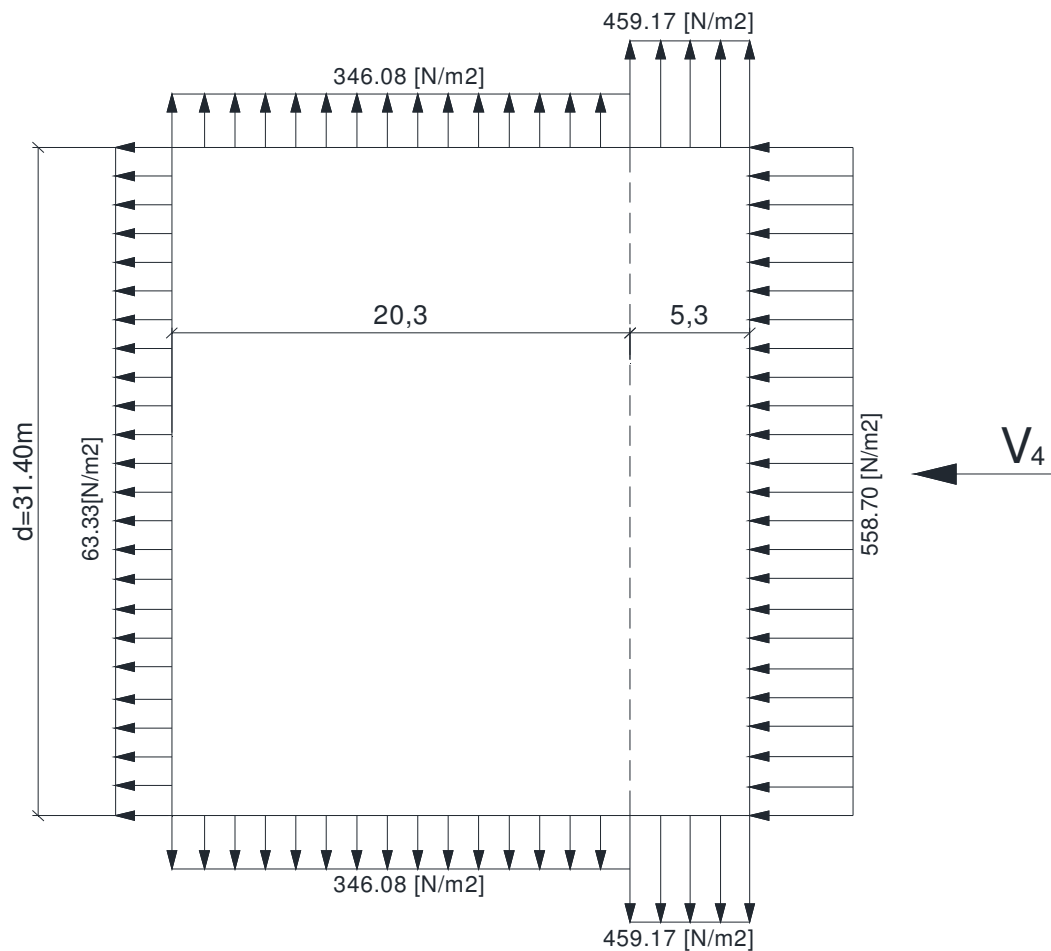


Figure II-4 : Pression du Vent – Parois verticales –Long-pan façade Ouest

b. Toiture

- Vent sur pignon « $\alpha = 90^\circ$ » (façade Nord)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
F	0.93	702.00	-1.54	-0.36	-770.37
G	0.93	702.00	-1.3	-0.36	-613.69
H	0.93	702.00	-0.68	-0.36	-208.92
I	0.93	702.00	-0.5	-0.36	-91.40

Tableau II-8 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Nord

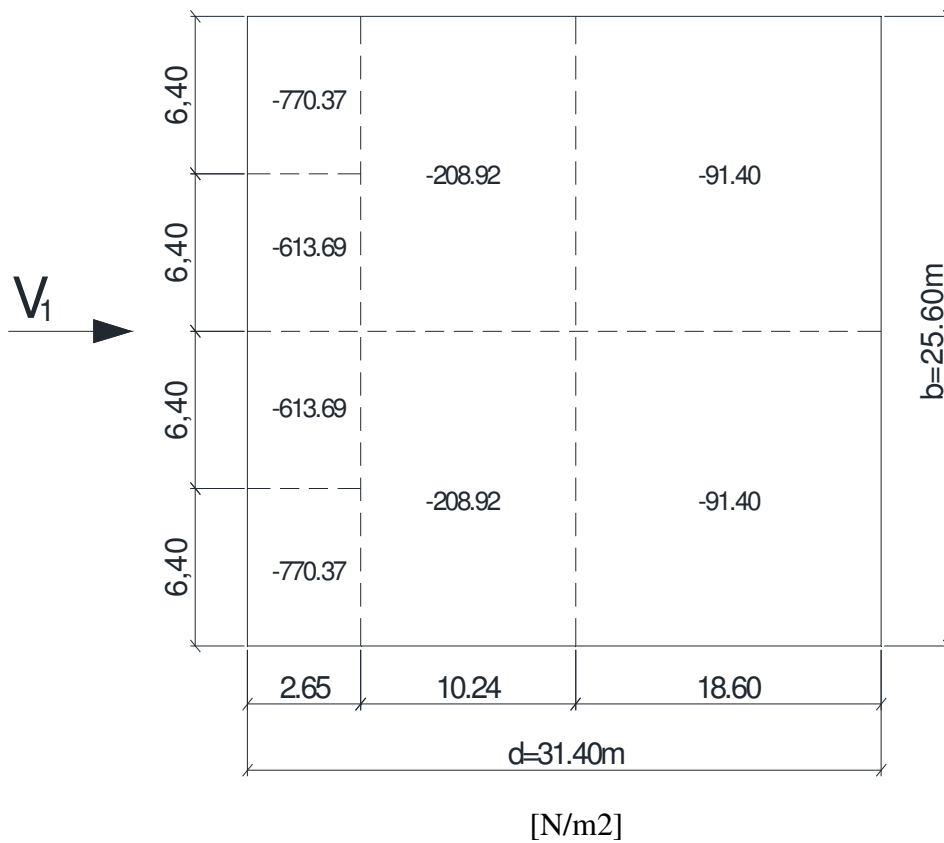


Figure II-5 : Pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Nord

Chapitre II. Evaluation des charge

- Vent sur pignon « $\alpha = 90^\circ$ » (façade Sud)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
F	0.93	702.00	-1.54	-0.5	-678.97
G	0.93	702.00	-1.3	-0.5	-522.29
H	0.93	702.00	-0.68	-0.5	-117.51
I	0.93	702.00	-0.5	-0.5	0.00

Tableau II-9 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Sud

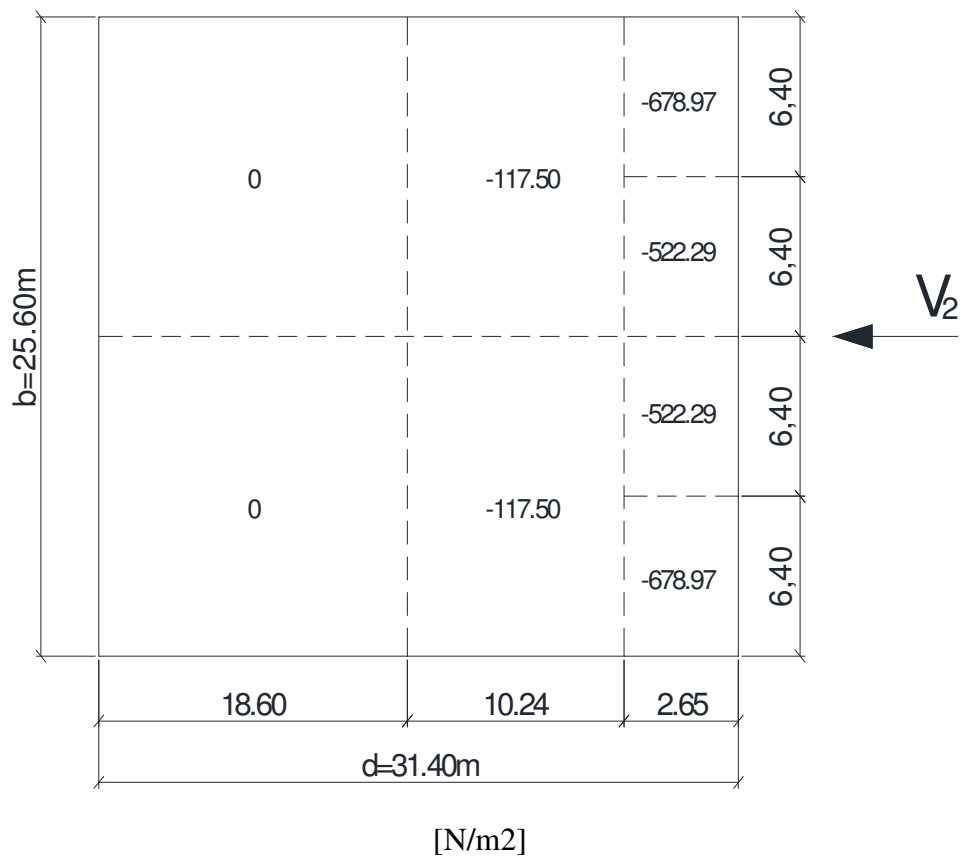


Figure II-6 : Pression du Vent – « $\alpha = 90^\circ$ » façade Sud

Chapitre II. Evaluation des charge

- Vent sur long-pan « $\alpha = 0^\circ$ » (façade Est)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
F	0.91	702.00	-1.54	0.075	-1031.69
G	0.91	702.00	-1.12	0.075	-763.39
H	0.91	702.00	-0.54	0.075	-392.87
I	0.91	702.00	-0.32	0.075	-252.33
J	0.91	702.00	-0.44	0.075	-328.99

Tableau II-10 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Est

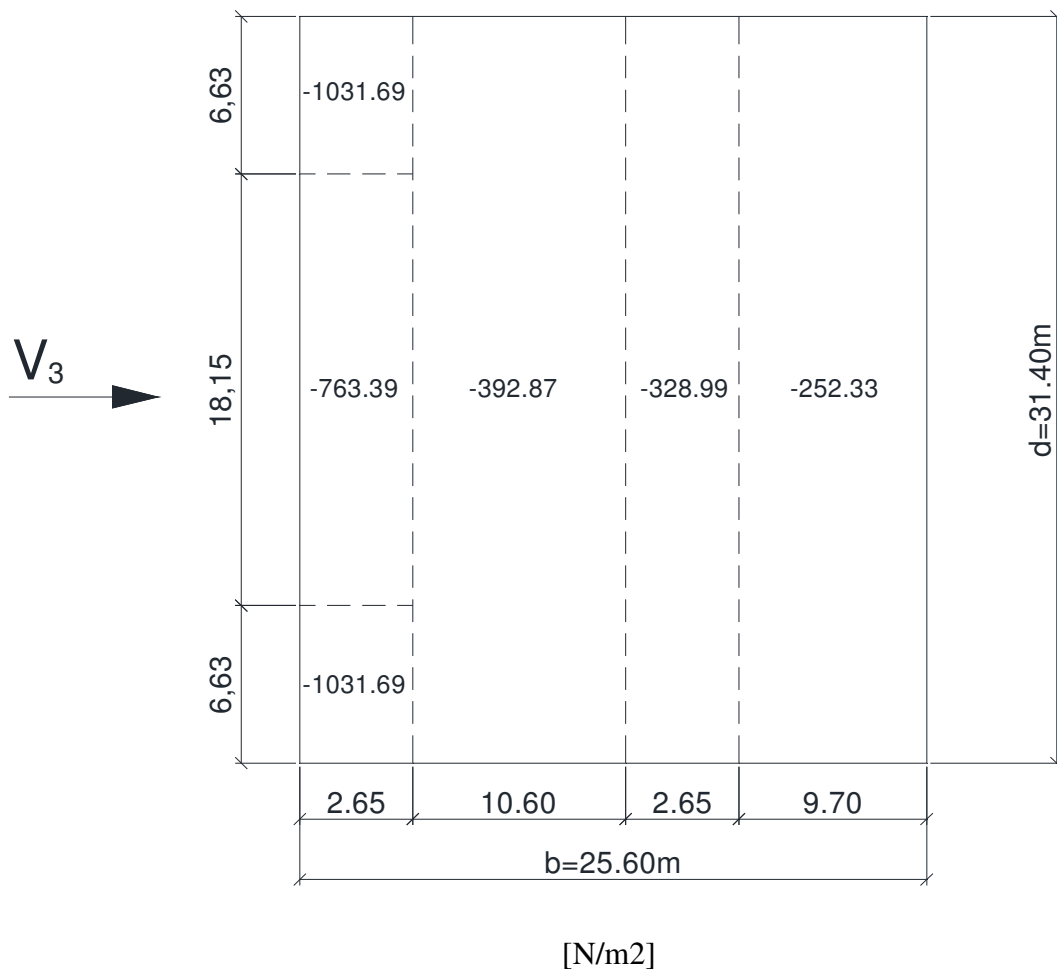


Figure II-7 : Pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Est

Chapitre II. Evaluation des charge

- Vent sur long-pan « $\alpha = 0^\circ$ » (façade Ouest)

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
F	0,91	702,00	-1,54	-0,188	-863,68
G	0,91	702,00	-1,12	-0,188	-595,38
H	0,91	702,00	-0,54	-0,188	-224,86
I	0,91	702,00	-0,32	-0,188	-84,32
J	0,91	702,00	-0,44	-0,188	-160,98

Tableau II-11 : Calcul de la pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Ouest

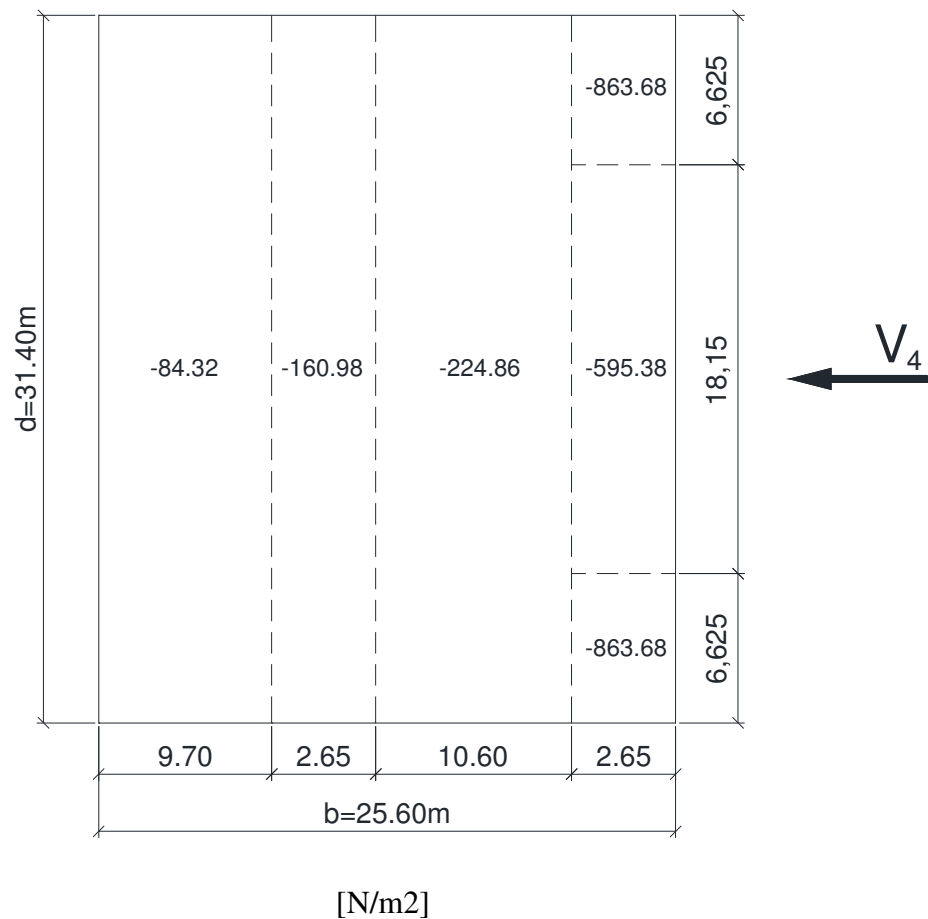


Figure II-8 : Pression du Vent – « $\alpha = 0^\circ$ » façade Ouest

II.4.2.7 Force de frottement du vent F_{fr}

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent les règles RNV99 prévoient une force de frottement F_{fr} . Cette force est applicable uniquement aux constructions de catégorie I pour lesquelles $d / b \geq 3$ ou $d / h \geq 3$.

Avec :

- d en mètre est la dimension parallèle au vent
- b en mètre est la dimension perpendiculaire au vent

Pour notre cas :

$$\frac{d}{b} = \frac{31.40}{25.60} = 1.22 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{31.40}{13.25} = 2.37 < 3$$

—————> La force de frottement n'est donc pas applicable dans notre cas

II.5 Action de Température

Pour tenir compte de l'effet de la dilatation thermique de la structure de l'atelier objet de notre étude (longueur = 31.40 m sans joint de dilatation). Un coefficient de dilatation thermique α sera considéré dans les calculs.

Notre construction étant implantée au Nord de l'Algérie, les valeurs à considérer sont comme suit :

- Température (Min / Max) : $+35C^{\circ} / -15C^{\circ}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} . m/C^{\circ}$ « Art.2.2.3.1.CCM97 »

II.6 Actions accidentelles (séisme)

Le Nord de l'Algérie est caractérisé par une activité sismique intense. Plusieurs séismes destructeurs se sont produits dans le passé, le plus récent est celui qui à touché la région d'Alger et de Boumerdès en 2003 et qui à atteint 6.8 sur l'échelle de RICHTER.

Pour prévenir ce phénomène imprévisible, les actions accidentelles dues au séisme seront prise en compte dans la conception et le calcul de l'ouvrage.

Les caractéristiques de base selon les règles RPA99/version 2005 pour notre construction située dans la wilaya de Bejaia sont :

- Zone de séismicité : IIa « Annexe 1 – RPA99/version 2003 »
- Classification de l'ouvrage : Groupe 2 « Art. 3.3 – RPA99/version 2003 »
- Classification du site : S2 (site ferme) « Tableau 3.2 – RPA99/version2003 »
- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0.15$ « tableau 4.1 - RPA99/version2003 »
- Pourcentage d'amortissement : $\zeta = 5\%$ « tableau 4.2 - RPA99/version 2003 »
- Coefficient de comportement globale : $R=4$ « tableau 4.3 - RPA99/version 2003 »

Une étude détaillée de l'action sismique sur la construction sera présenté dans le chapitre V.

Chapitre III « Dimensionnement des Eléments secondaires »

III.1 Elément de couverture du hall métallique

III.1.1 Dimensionnement des pannes

Les pannes sont des poutrelles souvent en IPE supportant la couverture du toit pour les halls métalliques. En plus de leur poids propres, elles sont soumises au poids de la couverture aux actions climatiques et aux surcharges d'entretien.

Les pannes sont fixées sur les fermes perpendiculairement aux versants ce qui les fait travailler en flexion bi-axiale.

III.1.1.1 Charges à considérer

a. Charges permanentes (pannes + panneaux sandwich)

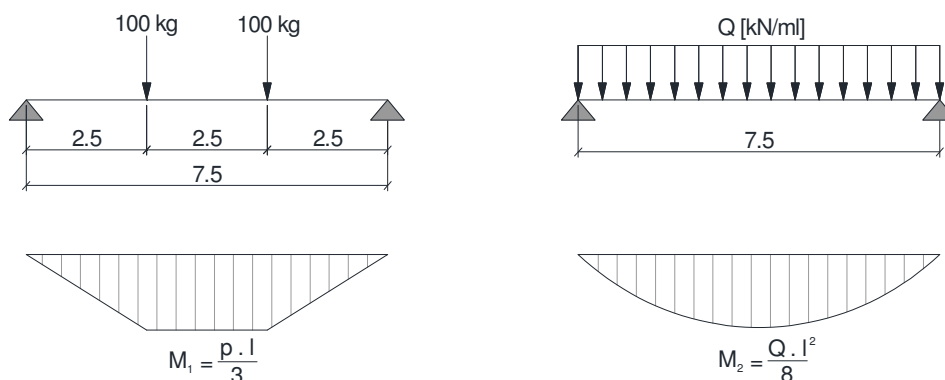
$$G_p = 20.2 \times 1.5 + 22.40 = 52.70 \text{ [kg/ml]} = 0.527 \text{ [kN/ml]}$$

Avec:

- Pannes estimées à IPE 200
- Espacements des pannes égales à 1.50m

b. Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation à prendre en considération sont celles définies au paragraphe 2.2 du chapitre II du présent mémoire. Pour uniformiser les calculs, une charge uniformément répartie équivalente aux deux charges d'entretiens de 100 kg sera prise en compte. Cette charge uniformément répartie est déterminée en utilisant la méthode d'égalisation des moments.



$$M_1 = M_2 \Rightarrow \frac{p \cdot l}{3} = \frac{Q_p \cdot l^2}{8} \Rightarrow Q_p = \frac{8 p}{3 l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 7.50} = 35.56 \text{ [kg/ml]} = 0.356 \text{ [kN/ml]}$$

c. Charges de Neige «S = 0.23 [kN/m2]»

$$S_p = 0.23 \times 1.5 = 0.345 \text{ [kN/ml]}$$

Avec : S_p = Charge de la neige par mètre linéaire de la panne.

d. Charges de Vent «q_j = -1.032 [kN/m2]»

$$W_p = -1.032 \times 1.5 = -1.548 \text{ [KN/ ml]}$$

Avec : W_p = Charge du vent par mètre linéaire de la panne.

III.1.1.2 Combinaison de charges

La combinaison de charges sera faite conformément à l'article 2.3.2.2 de l'Eurocod 3.

Seules les combinaisons les plus défavorables seront prises en compte.

Les charges d'entretien ne seront pas cumulées avec les actions climatiques conformément aux recommandations du DTR B-C2-2.

Les combinaisons d'actions seront les suivantes :

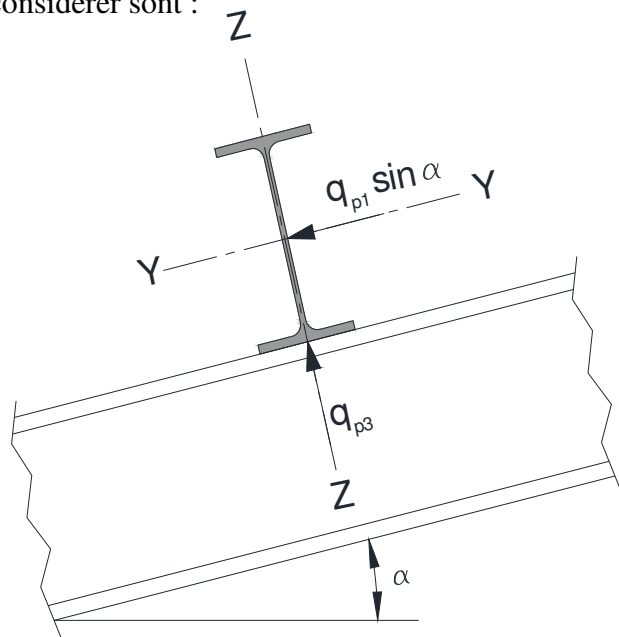
$$q_{p1} = 1.35G_p + 1.50Q_p = 1.35 \times 0.527 + 1.50 \times 0.356 = 1.245 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{p2} = 1.35G_p + 1.50S_p = 1.35 \times 0.527 + 1.50 \times 0.345 = 1.229 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{p3} = G_p \cdot \cos \alpha + 1.5W_p = 0.527 \times 0.99 + 1.5(-1.548) = -1.800 \text{ [kN/ml]}$$

Les combinaisons les plus défavorables à considérer sont :

- q_{p1} dans le sens Y-Y
- q_{p3} dans le sens Z-Z



III.1.1.3 Calcul des sollicitations internes

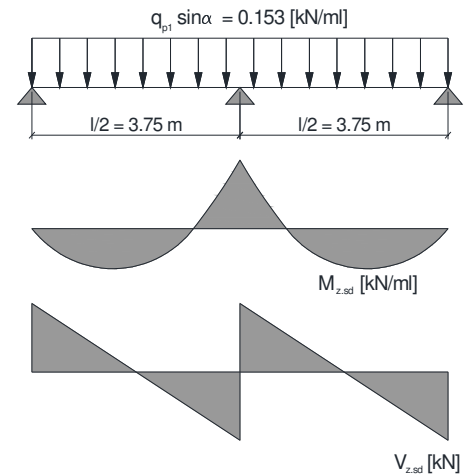
Le calcul des sollicitations internes se sera à l'ELU.

a. Sens Y-Y

$$M_{z.sd} = \frac{q_{p1} \cdot \sin\alpha}{8} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2 = 0.269 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{y.sd} = \frac{q_{p1} \cdot \sin\alpha}{2} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0.287 \text{ [kN]}$$

$$N_{y.sd} = 0 \text{ [kN]}$$

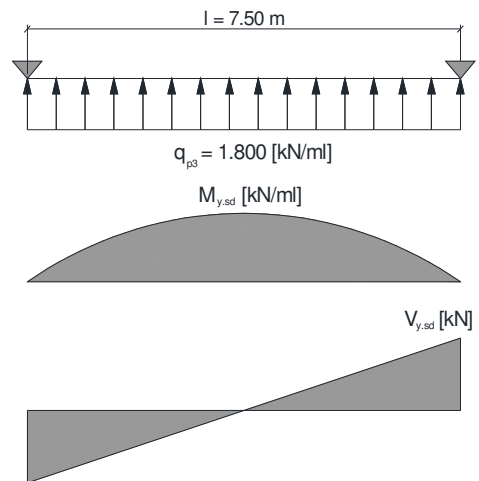


b. Sens Z-Z

$$M_{y.sd} = \frac{q_{p3} \cdot l^2}{8} = 12.66 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{z.sd} = \frac{q_{p3} \cdot l}{2} = 6.75 \text{ [kN]}$$

$$N_{z.sd} = 0 \text{ [kN]}$$



III.1.1.4 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche sera faite à l'ELS avec des combinaisons de charges non pondérées :

$$q_{p4} = G_p + S_p = 0.527 + 0.345 = 0.872 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{p5} = G_p + Q_p = 0.527 + 0.356 = 0.883 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_{p6} = G_p \cdot \cos\alpha + W_p = 0.527 \times 0.99 + (-1.548) = -1.026 \text{ [kN. ml]}$$

La flèche maximale admise pour la toiture est :

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200}$$

$$= \frac{7.50}{200} = 0.0375 \text{ m} = 3.75 \text{ cm} \ll \text{Sens Z-Z} \gg$$

$$= \frac{3.75}{200} = 0.0187 \text{ m} = 1.87 \text{ cm} \ll \text{Sens Y-Y} \gg$$

« Tableau 4.1 – EC 3 »

a. Sens Y-Y

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{p5} \cdot \sin\alpha}{E \cdot I_z} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4 = \frac{5}{384} \times \frac{0.833 \times 0.123 \times (3.75)^4}{210000 \times 10^3 \times 142 \times 10^{-8}} = 0.0009 \text{ m} = 0.09\text{cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 0.09\text{cm}] < [\delta_{\max} = 1.87\text{cm}] \rightarrow$ La flèche dans le sens Y-Y est vérifiée.

b. Sens Z-Z

$$\mathcal{F}_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{p6} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.026 \times (7.50)^4}{210000 \times 10^3 \times 1943 \times 10^{-8}} = 0.010\text{m} = 1 \text{ cm}$$

$[\mathcal{F}_z = 1\text{cm}] < [S_{\max} = 3.75\text{cm}] \rightarrow$ La flèche dans le sens Z-Z est vérifiée.

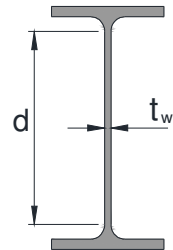
III.1.1.5 Classification du profilé

La classification de la panne sera faite conformément aux prescriptions de l'article 5.3.2 de l'Eurocod 3.

a. Classification de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$



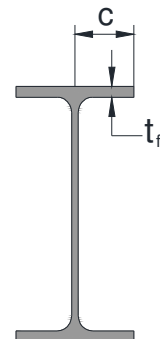
$$\frac{d}{t_w} = 28.39 < 72 \xi = 66.24 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

« Tableau 5.3.1 – Feuille 1 - EC 3 »

b. Classification de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \xi$$

$$\left[\frac{50}{8.5} = 5.88 \right] \leq 9.2$$



\rightarrow La semelle est de classe 1

« Tableau 5.3.1- Feuille 3 – EC3 »

Conclusion : La section globale de la panne est donc de classe I.

III.1.1.6 Vérification de la contrainte de flexion

Les pannes travaillent à la flexion bi-axiale. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Eurocod 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \ll \text{Formule 5.35 - Page 5-63 – EC3} \gg$$

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = \max [5n ; 1] = 1 \quad (\text{Effort normal } n = 0)$$

$$M_{Ny.Rd} = \text{Min} \left[M_{ply.Rd} \left(\frac{1-n}{1-0.5a} \right) ; M_{ply.Rd} \right] \quad \ll \text{Formule 5.25 – Page 5-61 – EC3} \gg$$

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \quad \left. \begin{array}{l} \\ \text{Mais } a \leq 0.5 \end{array} \right\} \rightarrow a = 0.40$$

$$\Rightarrow M_{Ny.Rd} = \text{Min} [1.25 M_{ply.Rd} ; M_{ply.Rd}] = M_{ply.Rd}$$

$$[n = 0] < [a = 0.40] \Rightarrow M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} \quad \ll \text{Formule 5.26 - Page 5-61- EC3} \gg$$

La formule générale de vérification deviendra donc :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Pour les sections de classe 1 :

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} - F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{221 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 55.25 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} - F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{44.6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 11.15 \text{ [kN.m]}$$

Avec:

- $M_{y.sd}$ et $M_{z.sd}$: Moments fléchissant sollicitant le profilé obtenus au paragraphe II.1.1.3.
- $M_{Ny.Rd}$ et $M_{Nz.Rd}$: Moments de résistance plastique réduits par la prise en compte de l'effort axial.
- α et β sont des coefficients de sécurité fonction du type de profilé (I, H, ...).
- $M_{ply.Rd}$: Moment de résistance plastique de la section brute autour de l'axe « Y-Y ».
- $M_{plz.Rd}$: Moment de résistance plastique de la section brute autour de l'axe « Z-Z ».
- n : Effort normal (égal à zéro dans notre cas).

- A : Surface de la section transversale du profilé = 2850mm²
- b : Largeur des semelles du profilé = 100mm
- t_f : Epaisseur des semelles du profilé = 8.5mm
- W_{ply} et W_{plz} : Modules d'inertie autour des axes « Y-Y » et « Z-Z » = 221cm³ et 44.60cm³ respectivement.
- γ_{mo} : Coefficient partiel de sécurité = 1.1 pour les sections de classe 1, 2 et 3 « Tableau 3 - Page 2.20 – EC3 ».

Application :

$$\left[\frac{12.66}{55.25} \right]^2 + \left[\frac{0.269}{11.15} \right]^1 \leq 1$$

~0.10 ≤ 1 → La contrainte de flexion est vérifiée.

III.1.1.7 Vérification du déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement

L'Eurocod 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé est fléchi :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot B_W \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad \text{« Formule 5.52. EC3 »}$$

EC3 »

Dans notre cas l'effort normal est nul (N_{sd} = 0) et K_{LT}=1

$$\Rightarrow \frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot B_W \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Avec :

- B_W = 1 pour les sections de classe 1 et 2 « Art. 5.5.2 - EC3 »
- χ_{LT} est le facteur de réduction dû au déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec } \chi_{LT} \leq 1 \quad \text{« Formule 5.49 - Page 5.78 –EC3 »}$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Pour les profilés laminés α_{LT} = 0.21

« Art. 5.5.2.3 –EC3 »

Chapitre III. Dimensionnement des Elements secondaires

Avec : $\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élancement réduit de déversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \times [B_W]^{0.5} \quad \ll \text{Art 5.5.2.5 - EC3} \gg$$

$$\lambda_1 = 93.9 \xi = 86.80 \quad \text{avec : } \xi = [235 / F_y]^{0.5} = 0.92$$

Pour les sections en I et H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} \quad \ll \text{Formule f.21 - Page f-9 - Annexe F - EC3} \gg$$

$$C_1 = 1.132 \quad \ll \text{Tableau f.1.2 - Annexe F- EC3} \gg$$

$$\lambda_{LT} = \frac{3.75/2.24 \times 10^{-2}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{3.75/2.24 \times 10^{-2}}{200 \times 10^{-3} / 8.50 \times 10^{-3}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 114.78$$

Avec :

- λ_{LT} : Elancement géométrique pour le déversement.
- C_1 : Coefficient dépendant des conditions de chargement et d'encastrement.
- L : Longueur de la poutre à considérer égale à $l/2$ dans notre cas (la panne est appuyée au milieu par les liernes dans le sens Y-Y)
- i_z : Rayon de giration par rapport à l'axe Z-Z.
- t_f : Epaisseur des semelles.
- h : Hauteur du profilé.

$$\lambda_{LT} = \frac{114.78}{86.80} \times \sqrt{1} = 1.32$$

$$\emptyset_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21 \times (1.32 - 0.2) + (1.32)^2 \right] = 1.49$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.49 + [(1.49)^2 - (1.32)^2]^{0.5}} = 0.46$$

Application :

$$\left[\frac{12.66}{0.46 \times 1 \times 221 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \right] + \left[\frac{0.269}{44.6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \right] \leq 1$$

0.52 < 1 → le déversement est vérifié.

III.1.1.7 Vérification du cisaillement

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{sd} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{(F_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \quad \ll \text{Formule 5.20- Page 5-58 – EC3} \gg$$

Avec : A_v est la section de cisellement ($A_{vy} = 17.00\text{cm}^2$ & $A_{vz} = 14.00\text{cm}^2$)

$$V_{ply.Rd} = 17.00 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3} / 1.1) = 245.37 [\text{kN}]$$

$$V_{plz.Rd} = 14.00 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3} / 1.1) = 202.07 [\text{kN}]$$

$$V_{y.sd} = 0.287 [\text{kN}] < V_{ply.Rd} = 245.37 [\text{kN}]$$

$$V_{z.sd} = 6.75 [\text{kN}] < V_{plz.Rd} = 202.07 [\text{kN}]$$

→ le cisaillement est vérifié.

Conclusion : L'IPE 200 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité. Il sera donc le profile que nous utiliseront pour les pannes.

III.1.2 Dimensionnement des liernes de pannes

Les liernes sont des tirants disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes en réduisant la portée de ces dernières dans le sens transversal.

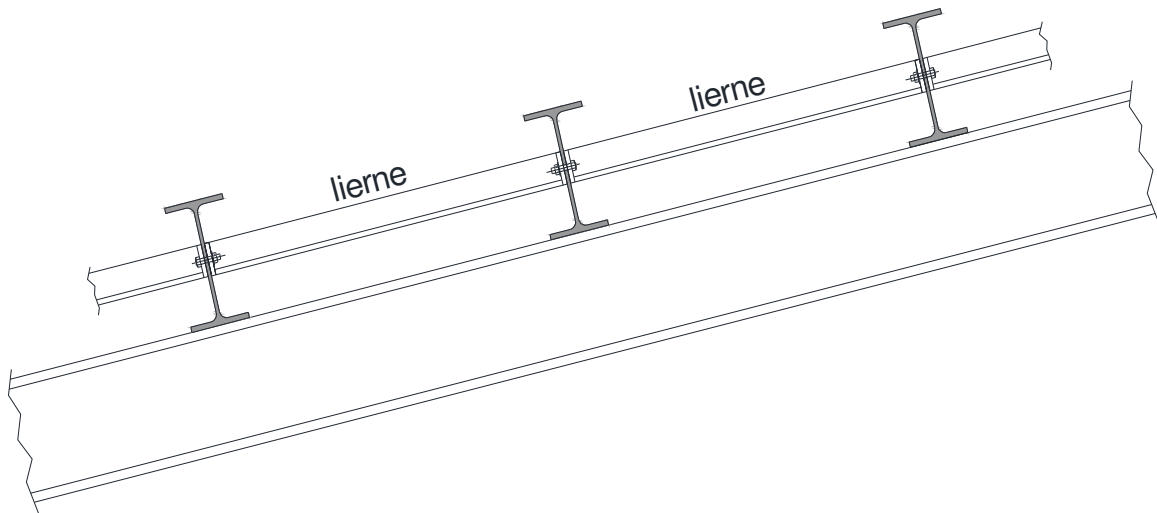


Figure III-1 : Liernes pour les pannes

III.1.2.1 Evaluation des efforts dans les liernes

$$R = 1.25 q_{p1} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{l}{2} = 1.25 \times 1.245 \times 0.123 \times \frac{7.5}{2}$$

$$= 0.72 \text{ [kN]}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = 0.36 \text{ [kN]}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1.08 \text{ [kN]}$$

$$T_3 = R + T_2 = 1.80 \text{ [kN]}$$

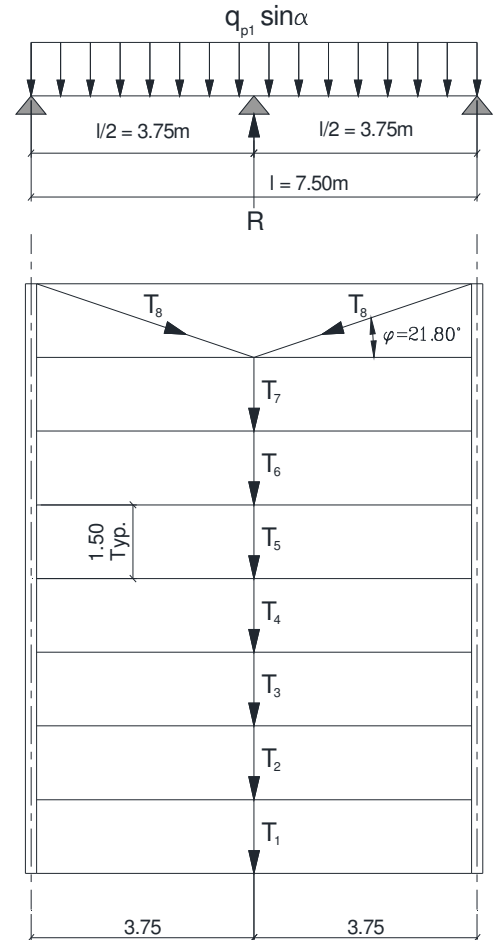
$$T_4 = R + T_3 = 2.52 \text{ [kN]}$$

$$T_5 = R + T_4 = 3.24 \text{ [kN]}$$

$$T_6 = R + T_5 = 3.96 \text{ [kN]}$$

$$T_7 = R + T_6 = 4.68 \text{ [kN]}$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \sin \varphi} = 6.30 \text{ [kN]}$$



III.1.2.2 Dimensionnement des liernes

Les liernes sont soumises à un effort axial de traction. Le calcul sera fait pour la lierne la plus défavorable soit la T_8 :

$$(N_{sd} = T_8) \leq (N_{c.Rd} = A_s \cdot F_y / \gamma_{mo})$$

« Formule 5.16 - Page 5.5 – EC3 »

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{T_8 \cdot \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A_s \geq \left[\frac{6.30 \times 1.1 \times 10^6}{275 \times 10^3} \right] = 25.2 \text{ mm}^2$$

On opte pour des corniers de 80x80x6 avec une section résistante de 935mm^2 .

III.1.3 Dimensionnement des lisses de bardage

Les lisses de bardage comme leur nom l'indique permettent la fixation du bardage sur la structure principale du hall métallique. Elles sont généralement sollicitées par leur poids propre, le poids du bardage qu'elles supportent ainsi que l'action du vent qui leur est transmise par ce dernier. A leur tour, les lisses de bardage transmettent les efforts aux poteaux du long-pan et aux potelets suivant le pignon sur lesquels elles sont simplement appuyées.

Pour notre projet l'espacement des lisses de bardage est fixé à 1.50m.

III.1.3.1 charges à considérer

a. Charge permanente (lisses + panneaux sandwich)

$$G_L = 19.00 \times 1.5 + 18.8 = 47.30 [\text{kg/ml}] = 0.473 [\text{kN/ml}]$$

Avec:

- Les lisses sont estimées à UPN 160.
- Espacement des lisses égale à 1.50m.

b. Charge du Vent

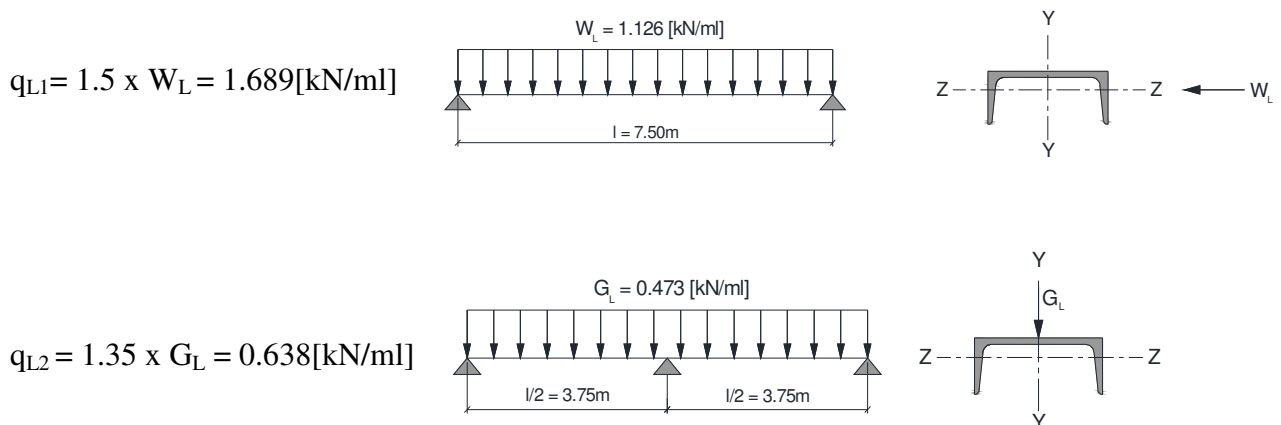
$$q_j = 751.28 [\text{N/m}^2] = 0.751 [\text{kN/m}^2]$$

$$W_L = 0.751 \times 1.5 = 1.126 [\text{kN/ml}]$$

Avec : W_L = charge du vent par mètre linéaire de lisse.

III.1.3.2 Combinaison de charges :

Les combinaisons de charge la plus défavorable dans les deux sens Y-Y et Z-Z sont :



III.1.3.3 Calcul des sollicitations internes

Le calcul des sollicitations internes sera fait à L'ELU.

Sens Y-Y

$$M_{z.sd} = \frac{q_{L2} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = 1.121 \text{ [kN/m]}$$

$$V_{z.sd} = \frac{q_{L2} \cdot \frac{l}{2}}{2} = 1.196 \text{ [kN]}$$

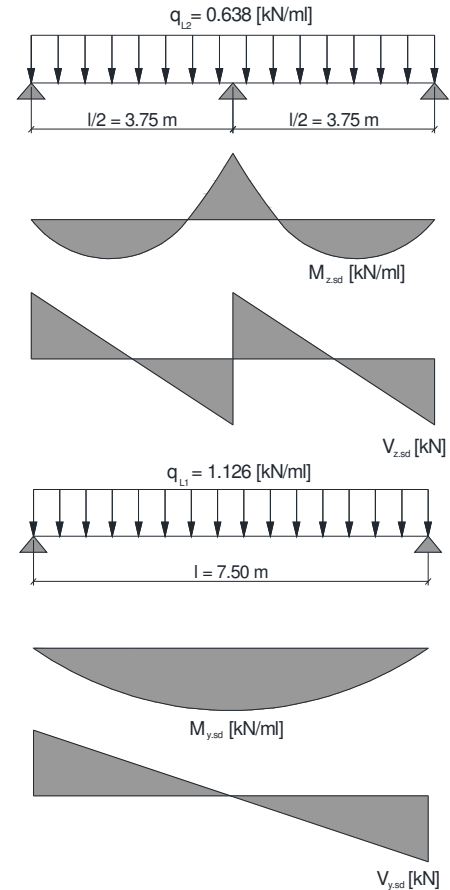
$$N_{z.sd} = 0 \text{ [kN]}$$

Sens Z-Z

$$M_{y.sd} = \frac{q_{L1} \cdot l^2}{8} = 7.92 \text{ [kN/m]}$$

$$V_{y.sd} = \frac{q_{L1} \cdot l}{2} = 4.22 \text{ [kN]}$$

$$N_{y.sd} = 0 \text{ [kN]}$$



III.1.3.4 Vérification de la contrainte de flexion

Les lisses travaillent à la flexion bi-axiale pour laquelle la relation suivante doit être satisfaite :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right] \alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right] \beta \leq 1 \text{ « Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

$$M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{138 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 34.5 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{plz.Rd} = W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{35.2 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 8.8 \text{ [kN.m]}$$

L'UPN 160 et de classe 1 suivant la classification décrite dans l'Eurocod 3 « Art.5.3.2 »

⇒ $\alpha = 1$ et $\beta = 1$ (section non bi-symétrique)

$$\Rightarrow \left[\frac{7.92}{34.5} \right]^1 + \left[\frac{1.121}{8.80} \right]^1 \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.36 \leq 1$$

→ La contrainte de flexion est vérifiée.

III.1.3.5 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche sera faite à l'ELS avec des combinaisons de charges non pondérées :

$$q_{L3} = G_L = 0.473 \text{ [kN/ml]} \quad \ll \text{ sens Y-Y} \gg$$

$$q_{L4} = W_L = 1.126 \text{ [kN/ml]} \quad \ll \text{ sens Z-Z} \gg$$

La flèche maximale admissible pour les lisses est :

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} \begin{cases} = \frac{7.5}{200} = 0.0375\text{m} = 3.75\text{cm} & \ll \text{ sens Z - Z} \gg \\ = \frac{3.75}{200} = 0.0187\text{m} = 1.87\text{cm} & \ll \text{ sens Z - Z} \gg \end{cases}$$

a. Sens Y-Y

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{L3} \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{0.473 \times (3.75)^4}{210000 \times 10^3 \times 85.3 \times 10^{-8}} = 0.0068\text{m} = 0.68\text{cm}$$

$$[\mathcal{F}_y = 0.68\text{cm}] < [\delta_{\max} = 1.87\text{m}]$$

→ La flèche dans le sens Y-Y est vérifiée.

b. Sens Z-Z

$$\mathcal{F}_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{L4} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.126 \times (7.5)^4}{210000 \times 10^3 \times 925 \times 10^{-8}} = 0.024 \text{ m} = 2.40\text{cm}$$

$$[\mathcal{F}_z = 2.40\text{cm}] < [\delta_{\max} = 3.75\text{cm}]$$

→ La flèche dans le sens z-z est vérifiée.

III.1.3.6 Vérification du déversement

Le risque de déversement des lisses est plus à craindre en cas de vent de dépression car pour le vent de surpression, la semelle comprimée susceptible de déverser peut être retenue latéralement par le bardage qui exerce une pression sur elle.

Par contre, du fait que la valeur de la charge du vent de dépression ($q_j = 607.89 \text{ kN/m}^2$) est inférieure mais proche de la valeur du vent de surpression ($q_j = 751.28 \text{ KN/m}^2$) et dans le but de simplifier les calculs tout en étant rassuré de considérer le cas le plus défavorable, la vérification du déversement sera faite en considérant le vent de surpression.

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot B_w \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Avec : $B_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profilés laminés)}$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\gamma_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \zeta = 86.80 \quad \text{avec } \zeta = [237 / F_y]^{0.5} = 0.92$$

Pour l'UPN 160 l'élancement géométrique λ_{LT} sera déterminé en utilisant la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = [\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply} / M_{cr}]^{0.5} \quad \text{« Formule F.13 - Page F.8 - Annexe F- EC3 »}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5} \quad \text{« Formule F.1- Page F.1 - Annexe 7- EC3 »}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \xi)} = \frac{210000}{2 \times (1 + 0.28)} = 82031.25 \text{ MPa}$$

Avec :

- I_t = moment d'inertie de torsion = $7.39 \times 10^{-8} \text{ m}^4$
- I_w = moment d'inertie de gauchissement = $3260 \times 10^{12} \text{ m}^6$
- I_z = moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $85.30 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
- E = module d'élasticité longitudinal = 210000 MPa
- ζ = coefficient de poisson = 0.28

$$M_{cr} = 13.932 \text{ [kN.m]}$$

$$\lambda_{LT} = \left[(3.14)^2 \times 210000 \times 10^3 \times \frac{138 \times 10^{-6}}{13.932} \right]^{0.5} = 143.210$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{143.21}{86.80} \right] \times [1]^{0.5} = 1.650$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.650 - 0.2) + (1.650)^2] = 2.013$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.013 + [(2.013)^2 - (1.650)^2]^{0.5}} = 0.316$$

$$\Rightarrow \frac{7.92}{0.316 \times 1 \times 34.50} + \frac{1.121}{8.80} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.85 \leq 1$$

→ Le déversement est vérifié

III.1.3.7 Vérification du cisaillement

La vérification du cisaillement est donnée par la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \cdot \left[\frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} \right]$$

« Formule 5.20 – Page 5.58 – EC3 »

Avec : A_v est la section de cisaillement $\begin{cases} A_{vy} = 13.65 \text{ cm}^2 \\ A_{vz} = 12.60 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$V_{ply.Rd} = 13.65 \times 10^{-4} \times \left[\frac{275 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} \right] = 197.02 [\text{kN}]$$

$$V_{plz.Rd} = 12.60 \times 10^{-4} \times \left[\frac{275 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} \right] = 181.86 [\text{kN}]$$

$$V_{y.sd} = 4.22 [\text{KN}] < V_{ply.Rd} = 197.02 [\text{KN}]$$

$$V_{z.sd} = 1.196 [\text{KN}] < V_{plz.Rd} = 181.86 [\text{KN}]$$

→ le cisaillement est vérifié

Conclusion : L'UPN 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité. Il sera donc le profilé que nous utiliseront pour les lisses de bardage.

III.1.4 Dimensionnement des liernes de lisse

Les liernes de lisses sont des tirants disposés à mi-portées des lisses de bardage pour éviter la déformation de ces derniers.

III.1.4.1 Evaluation des efforts

$$R = 1.25 q_{L2} \times l / 2$$

$$= 1.25 \times 0.638 \times 7.5 / 2 = 2.99 [\text{kN}]$$

$$T_1 = R / 2 = 1.495 [\text{kN}]$$

$$T_2 = T_1 + R = 4.485 [\text{kN}]$$

$$T_3 = T_2 + R = 7.475 [\text{kN}]$$

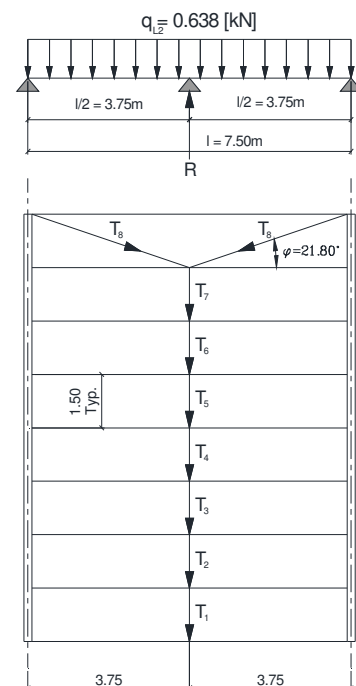
$$T_4 = T_3 + R = 10.465 [\text{kN}]$$

$$T_5 = T_4 + R = 13.455 [\text{kN}]$$

$$T_6 = T_5 + R = 16.445 [\text{kN}]$$

$$T_7 = T_6 + R = 19.435 [\text{kN}]$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \sin \varphi} = 26.17 [\text{KN}]$$



III.1.4.2 Dimensionnement des liernes de lisses

Le calcul sera fait pour le cas le plus défavorable comme suit :

$$[N_{sd} = T_g] \leq [N_{c,Rd} = A_s \cdot F_y / \gamma_{mo}] \quad \ll \text{Formule 5.16 – Page 5-55 – EC3} \gg$$

$$A_s \geq \frac{T_g \cdot \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A_s \geq \frac{27.17 \times 10^6 \times 1.1}{275 \times 10^3} = 108.68 \text{mm}^2$$

On opte pour des cornières de 80x80x6 avec une section résistante de 935 mm².

III.1.5 Dimensionnement des potelets

Les potelets sont des profilés en I ou H ajoutés verticalement entres les poteaux du pignon a fin de créer des appuis intermédiaires pour les lisses de bardage. Ils travaillent généralement en flexion composée repartie comme suit :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes (poids propre, poids des lisses, panneaux sandwich,...).

Pour notre projet seuls les potelets sur la façade Nord seront étudiés en ton que telle, les potelets de la façade sud liés à la mezzanine seront considérés comme des éléments structuraux porteurs, ils seront étudiés dans le chapitre consacré aux éléments structuraux.

III.1.5.1 Evaluation des charges

a. Charges permanente

Pour les potelets de la façade Nord nous estimons un profilé en HEB 260

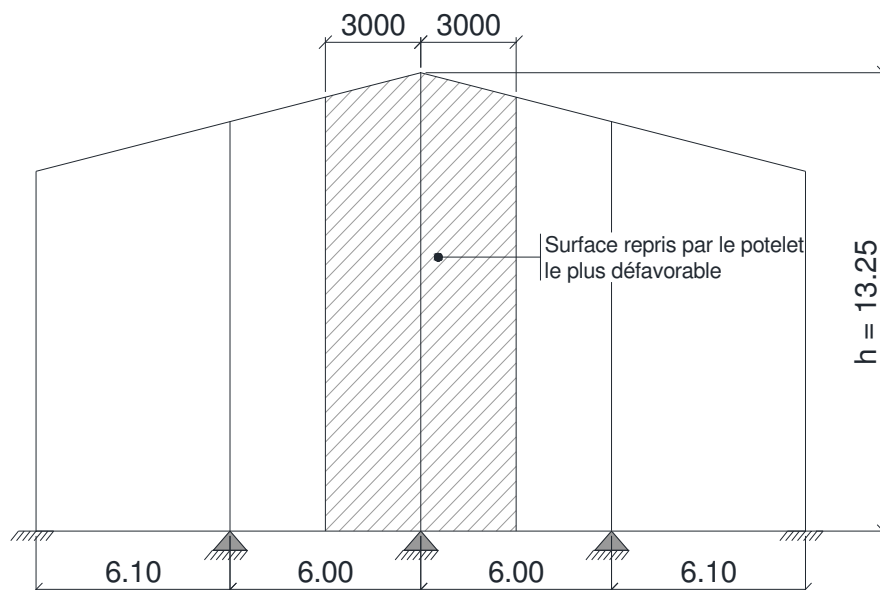


Figure III-2 : Surface reprise par le potelet le plus défavorable

$$G_{pt} = [93.00 \times 13.25 + 18.8 \times 6.00 \times 8 + 19.00 \times 6.00 \times 13.25] \times 1.2$$

$$= 4374.18[\text{kg}] = 43.74[\text{kN}]$$

Nous avons ajouté un coefficient de 1.2 dans le calcul de G pour tenir compte d'une manière forfaitaire du poids des éléments de contreventement transversaux attachés au potelet centrale de la façade Nord.

b. Charge du vent

$$q_j = 751.28 [\text{N/m}^2] = 0.751[\text{kN/m}^2]$$

$$W_{pt} = 0.751 \times 6.00 = 4.506 [\text{kN/ml}]$$

III.1.5.2 Calcul des sollicitations internes

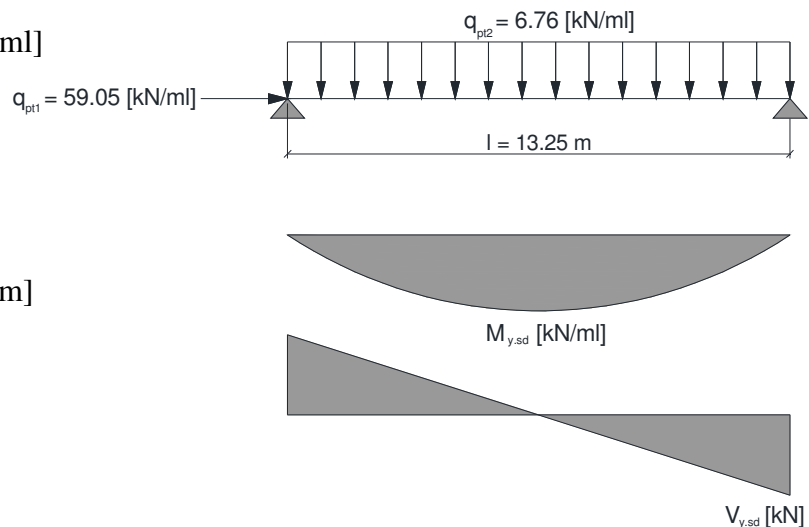
Les combinaisons de charges à prendre en considération sont :

- Pour l'effort normal :

$$q_{pt1} = 1.35 G_{pt} = 59.05[\text{kN}]$$

- Pour le moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$q_{pt2} = 1.5 W_{pt} = 6.76[\text{kN/ml}]$$



$$N_{sd} = q_{pt1} = 59.05[\text{kN}]$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_{lt2} \times l^2}{8} = 148.35[\text{kN.m}]$$

$$V_{z.sd} = \frac{q_{lt2} \times l}{2} = 44.79 [\text{kN}]$$

III.1.5.3 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche sera faite à l'ELS comme suit :

$$q_{pt3} = W_{pt} = 4.506 [\text{Kn/ml}]$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{13.25}{200} = 0.0660\text{m} \approx 6.63\text{cm}$$

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{lt3} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{4.506 \times (13.25)^4}{210000 \times 10^3 \times 14920 \times 10^{-8}} = 0.0580\text{m} \approx 5.80\text{cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 5.80\text{cm}] < [\delta_{\max} = 6.63\text{mm}] \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

III.1.5.4 Classification du profilé

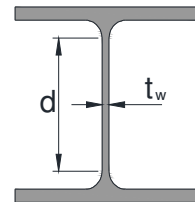
Conformément à l'article 5.3.2 de l'EUROCOD 3, la classification du profilé HEB260 choisit pour les potelets sera comme suit:

a. Classification de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17.7$$

$$\zeta = \sqrt{235 / F_y} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = 17.7 < 72 \zeta = 66.24$$

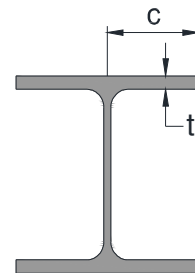


→ L'âme est de classe 1

« Tableau 5.3.1- Feuille 1 – EC3 »

b. Classification de la semelle comprimée

$$\frac{C}{t_f} \leq 10 \zeta \Rightarrow \frac{130}{17.5} = 7.43 \leq 9.2$$



→ La semelle est de classe I

« Tableau 5.3.1- Feuille 3 – EC3 »

Conclusion : La section globale du potelet est de classe 1

III.1.5.5 Vérification de la contrainte de flexion composée

Les éléments à section transversale de classe 1 (notre cas) sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

« Formule 5.51- Page 5.81- EC3 »

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{\chi_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

« Formule 5.52- Page 5.84 - EC3 »

a. Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{\min} = M_{\min} [\chi_y ; \chi_z]$$

- Flambement par rapport à l'axe YY

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_y \leq 1 \quad \ll \text{ Formule 5.46 - Page 5.70 - EC3 } \gg$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\alpha_y = \text{facteur d'imperfection} = 0.34$$

« Courbe B – Tableau 5.5.1- Page 5.71 – EC3 »

$$\text{Avec } \begin{cases} t_f < 100\text{mm} \\ h/b < 1.2 \end{cases} \quad \ll \text{ Tableau 5.5.3 - Page 5.75 – EC3 } \gg$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / F_y]^{0.5} = 93.9 \times \zeta = 86.80$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{13.25}{11.22 \times 10^{-2}} = 118.09 \quad \ll \text{ Formule 5.47- Page 5.74 – EC3 } \gg$$

$$\beta_A = 1 \text{ (sections de classe 1, 2 et 3)}$$

$$\lambda_y = \left[\frac{118.09}{86.80} \right] \times [1]^{0.5} = 1.36$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.34 \times (1.36 - 0.2) + (1.36)^2] = 1.622$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.622 + [(1.622)^2 - (1.36)^2]^{0.5}} = 0.40$$

- Flambement par rapport à l'axe ZZ

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_z \leq 1$$

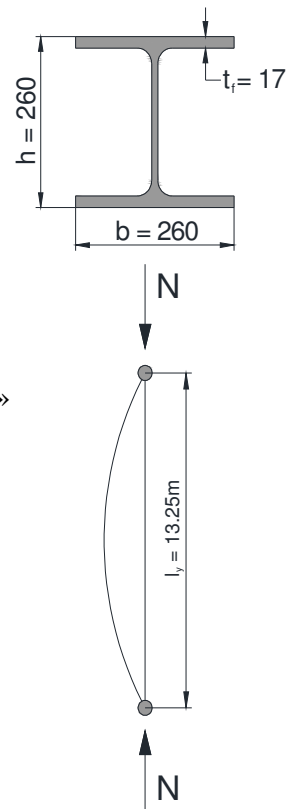
$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\alpha_z = 0.49 \quad \ll \text{ Courbe C - Tableau 5.5.1 - page 5.71 – EC3 } \gg$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \xi = 86.80 \text{ et } \beta_A = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z}$$



Dans le sens YY (Autour de l'axe Z) les potelets sont retenus par les poutres de chaînage prévues aux élévations 4.55m et 10.35m. L'allure du flambement du potelet le plus défavorable dans ce plan sera donc comme indiqué sur la figure ci-après.

La longueur de flambement $l_z = 5.80\text{m}$.

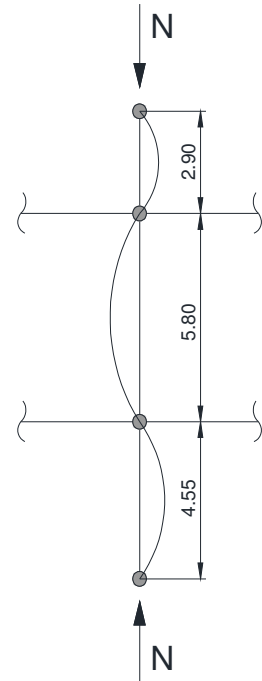
$$\lambda_z = \frac{5.80}{6.58 \times 10^{-2}} = 88.15$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{88.15}{86.80} \right] \times [1]^{0.5} = 1.016$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + 0.49 (1.016 - 0.2) + (1.016)^2 \right] = 1.22$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.22 + \left[(1.22)^2 - (1.016)^2 \right]^{0.5}} = 0.53$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z] = \text{Min} [0.40 ; 0.53] = 0.40$$



b. Détermination des coefficient K_y et K_{LT}

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \quad \text{avec : } K_y \leq 1.5 \quad \ll \text{ Art 5.5.4 - Page 5-81 EC3 } \gg$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \left[2 \cdot \beta_{m,y} - 4 \right] + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{avec : } \mu_y \leq 0.90 \quad \ll \text{ Art 5.5.4 - Page 5.81 - EC3 } \gg$$

$$\mu_y = 1.36 \left[2 \times 1.3 - 4 \right] + \left[\frac{1283 - 1148}{1148} \right] = -1.786$$

Avec : $\beta_{m,y} = 1.3$ « Figure 5.5.3 - Page 5.86. - EC3 »

$$K_y = 1 - \frac{(-1.786) \times 59.05}{0.40 \times 118.4 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3} = 1.08$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \quad \text{avec : } K_{LT} \leq 1 \quad \ll \text{ Formule 5.52 - Page 5.84 EC3 } \gg$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{avec : } \mu_{LT} \leq 0.90$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.016 \times 1.3 - 0.15 = 0.048$$

Avec : $\beta_{M,LT} = 1.3$

« Figure 5.5.3- Page 5.86 – EC3 »

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.048 \times 59.05}{0.53 \times 118.4 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3} \approx 1.00$$

c. Détermination du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_{LT} \leq 1 \quad \ll \text{Formule 5.49 - Page 5.78 - EC3} \gg$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profils laminés)}$$

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

$$\lambda_1 = \pi [E / F_y]^{0.5} = 93.9 \xi = 86.80$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{(C_1)^{0.5} [1 + (1/20) \left[\frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right]^2]^{0.25}} \quad \ll \text{Formule F.21 - Page F.9 - Annexe F - EC3} \gg$$

$$\lambda_{LT} = \frac{5.80 / (6.58 \times 10^{-2})}{(1.132)^{0.5} \times [1 + (1/20) \times \left[\frac{5.80 / 6.58 \times 10^{-2}}{(260 \times 10^{-3} / 17.5 \times 10^{-3})} \right]^2]^{0.25}} = 64.28$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{64.28}{86.80} \right] \times [1]^{0.5} = 0.74$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.74 - 0.2) + (0.74)^2] = 0.83$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.83 + [(0.83)^2 - (0.74)^2]^{0.5}} = 0.83$$

d. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant

Selon l'article 5.4.9 de l'Eurocod 3, il y lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement.

Donc : Si $V_{sd} \leq 0.50 V_{pl,rd}$ → Il n ya pas d'effet de l'effort tranchant sur le moment de résistance plastique.

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} (F_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo} = 37.59 \times 10^{-4} \times \frac{275 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} = 542.56 [\text{kN}]$$

$$[V_{sd} = 44.79 \text{ kN}] \leq [0.5 \times 542.56 = 271.28 \text{ kN}]$$

→ Il n ya pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de la résistance plastique.

e. Vérification de l'incidence de l'effort normal

Selon l'article 5.4.8.3 de l'Eurocod 3, on doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque l'une des deux conditions suivante est présente :

$$N_{sd} \geq 0.5 A_w \cdot F_y / \gamma_{mo} \quad [1] \quad \text{avec : } A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 27.4 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \geq 0.25 N_{pl.Rd} \quad [2] \quad \text{avec : } N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{sd} = 59.05 \text{ [kN]} \geq 0.5 \times 27.4 \times 10^{-4} \times 275 \times \frac{10^3}{1.1} \quad [1]$$

$$59.05 \text{ [kN]} \geq 342.50 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Non}$$

$$[2] N_{sd} = 59.05 \text{ [kN]} \geq 0.25 \times 118.4 \times 10^{-4} \times 275 \times \frac{10^3}{1.1} = 740 \text{ [kN]}$$

$$59.05 \text{ [kN]} \geq 740 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Non}$$

Les conditions [1] et [2] citées ci-haut ne sont pas présents. Il n'ya pas d'influence du l'effort normal sur le moment de résistance.

f. Vérification des contraintes

- Flexion composée avec flambement :

$$\frac{59.05}{0.40 \times 118.4 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.08 \times 148.35}{1283 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.55 \leq 1$$

→ La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

- Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{59.05}{0.53 \times 118.4 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 148.35}{0.83 \times 1283 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.59 \leq 1$$

→ La flexion composée avec risque de déversement est vérifiée.

Conclusion : Le HEB260 sera utilisé pour les potelets.

III.2 Eléments secondaires de la zone de bureaux « Mezzanine »

III.2.1 Escalier métallique

Le bloc de bureaux « mezzanine » est composé de deux niveaux (rez de chaussée + 1^{er} étage). L'accès au premier étage est assuré par un escalier métallique à trois volés et deux paliers de repos. Cet escalier métallique est formé par des limons en UPN, des marches et paliers de repos en caillebotis.

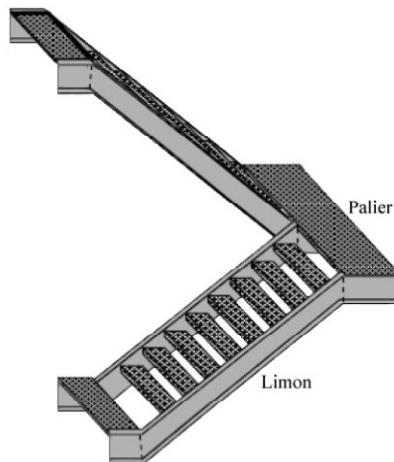
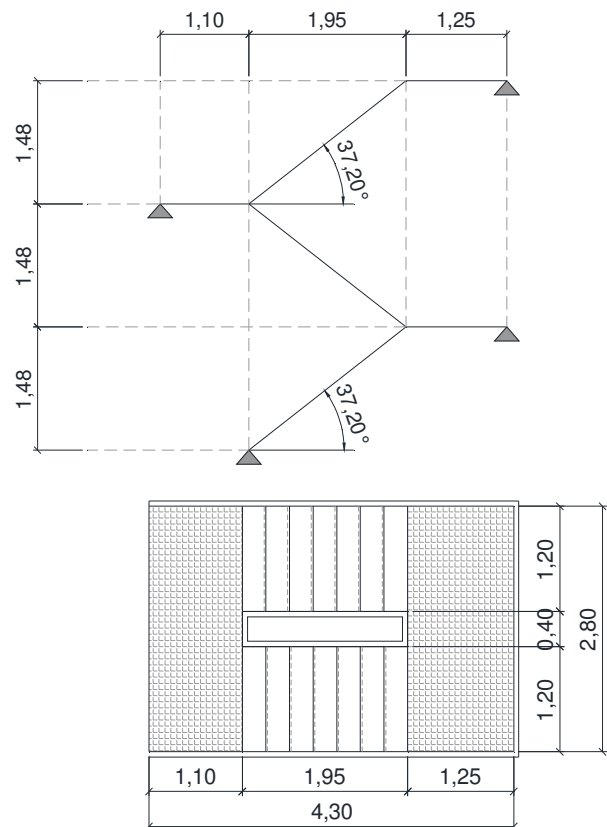


Figure III-3 : Escalier métallique

III.2.1.1 Dimensions

- Hauteur d'étage = 4.44 m
- Giron = 25cm
- Contremarche = 18.50 cm
- Nombre de marches = 24



III.2.1.2 Charge à prendre en considération

Notre étude sera principalement concentrée sur le limon le plus défavorable soit celui du deuxième volé qui supportera la moitié des charges appliquées sur le volé et environ le quarts des charges appliquées sur les paliers de repos. Pour des raisons architecturales l'UPN 260 sera utilisé.

a. Charges permanents

- Caillebotis = 70.00 [kg/m²]
- Garde corps ≈ 3.00 [kg/ml]
- Poids propre de l'UPN 260 = 37.9 [kg/ml]

$$G_{es} = 37.90 + 3.00 + 70.00 \times 0.60 = 82.90 \text{ [kg/ml]} = 0.829 \text{ [kN/ml]}$$

b. Surcharges d'exploitation

$$Q_{es} = 250.00 \times 0.60 = 150 \text{ [kg/ml]} = 1.50 \text{ [kN/ml]}$$

III.2.1.3 Combinaison de charge

Pour le calcul des sollicitations internes, la combinaison de charge suivante sera utilisée :

$$q_{es1} = 1.35 G_{es} + 1.5 q_{es} = 1.35 \times 0.829 + 1.50 \times 1.50 = 3.369 \text{ [kN/ml]}$$

III.2.1.4 Calcul des sollicitations internes

Les efforts internes déterminés à l'aide du logiciel SAP2000 sont :

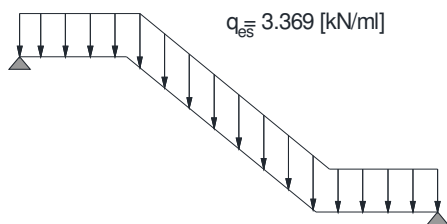


Diagramme de chargement

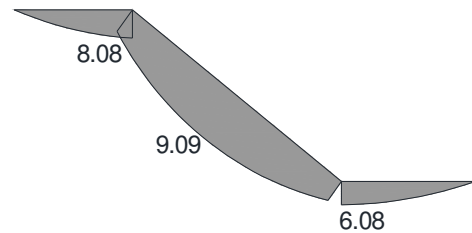


Diagramme des moments [kN.m]

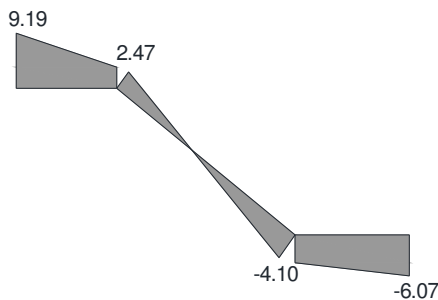


Diagramme des efforts tranchants [kN]

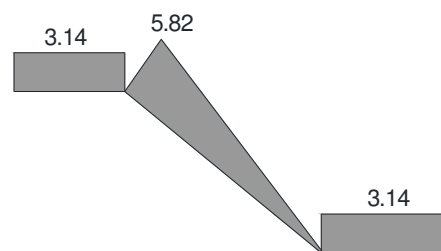


Diagramme des efforts normaux [kN]

$$M_{\max} : 9.09 \text{ [kN.m]} ; T_{\max} : 9.19 \text{ [kN]} ; N_{\max} = 5.82 \text{ [kN]}$$

III.2.1.5 Vérification de la contrainte de flexion composée

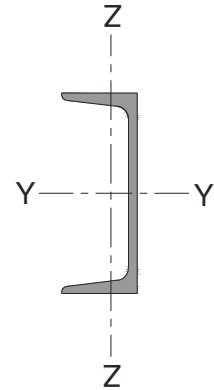
L'UPN 260 est de classe 1, il doit donc satisfaire les deux conditions suivantes pour la flexion composée :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{w_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot w_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$



a. Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z]$$

- Flambement par rapport à l'axe Y-Y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\alpha_y = 0.49$$

« Courbe C – Tableau 5.5.1 - Page 5.70- EC3 »

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.50}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / F_y]^{0.5} = 93.9 \xi = 86.80$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 24.52 \quad ; \quad \beta_A = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{24.52}{86.80} \right] \times [1]^{0.50} = 0.28$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.28 - 0.2) + (0.28)^2] = 0.56$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.56 + [(0.56)^2 - (0.28)^2]^{0.5}} = 0.96$$

- Flambement par rapport à l'axe Z-Z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\alpha_z = 0.49$$

« Courbe C – Tableau 5.5.1 - Page 5.70- EC3 »

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.50}$$

$$\lambda_1 = \pi [E/F_y]^{0.5} = 93.9 \xi = 86.80$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 95.70 \quad ; \quad \beta_A = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{95.70}{86.80} \right] \times [1]^{0.50} = 1.10$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (1.10 - 0.2) + (1.10)^2] = 1.32$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.32 + [(1.32)^2 - (1.10)^2]^{0.5}} = 0.49$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} [0.96 ; 0.49] = 0.49$$

b. Détermination des coefficients k_y et k_{LT}

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \quad \text{avec : } k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot [2\beta_{m,y} - 4] + \left[\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right] \quad \text{avec : } \mu_y \leq 0.90$$

$$\mu_y = 0.28 \times [2 \times 1.3 - 4] + \left[\frac{442 - 371}{371} \right] = -0.20$$

$$K_y = 1 - \frac{(-0.20) \times 5.82}{0.96 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3} \approx 1.00$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{avec : } \mu_{LT} \leq 0.90$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.10 \times 1.3 - 0.15 = 0.065$$

$$\Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0.065 \times 5.82}{0.49 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3} = 1.00$$

c. Détermination de coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

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

$$\lambda_1 = 93.9 \xi = 86.80$$

Pour l'UPN 260 l'élançement géométrique λ_{LT} sera déterminé en utilisant la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \xi)} = 82031.25 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 188.24$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \left[(3.14)^2 \times 210000 \times 10^3 \times \frac{442 \times 10^{-6}}{188.24} \right]^{0.5} = 69.73$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{69.73}{86.80} \right] \times [1]^{0.5} = 0.80$$

$$\Rightarrow \phi_{LT} = 0.50 [1 + 0.21 (0.8 - 0.2) + (0.80)^2] = 0.88$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.88 + [(0.88)^2 - (0.80)^2]^{0.5}} = 0.80$$

d. Vérification de l'incidence de l'Effort tranchant

si $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$ → il n'ya pas d'effet de l'effort tranchant sur le moment de résistance plastique.

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (F_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} = 27.10 \times 10^4 \times \left[\frac{275 \times 10^3}{\sqrt{3}} \right] / 1.1 = 391.15 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow [V_{sd} = 9.19 \text{ kN}] \leq [0.5 V_{pl.Rd} = 195.57 \text{ kN}]$$

→ il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique.

e. Vérification de l'incidence de l'Effort normal

$$\begin{cases} N_{sd} \leq 0.5 A_w \cdot F_y / \gamma_{mo} \\ N_{sd} \leq 0.25 N_{pl,Rd} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} \leq 0.5 \times 23.10 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3) / 1.1 \\ N_{sd} \leq 0.25 \times 48.30 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3) / 1.1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 5.82 \text{ [kN]} \leq 288.75 \text{ [kN]} \\ 5.82 \text{ [kN]} \leq 301.88 \text{ [kN]} \end{cases} \rightarrow \text{ok}$$

Il n'y a pas d'influence de l'effort normal sur le moment de résistance plastique.

f. Vérification des contraintes

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{5.82}{0.49 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 9.09}{442 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.09 \leq 1$$

→ La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{5.82}{0.49 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 9.09}{0.8 \times 442 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.11 \leq 1$$

→ La flexion composée avec risque de déversement est vérifiée.

III.2.1.6 Vérification de la flèche

La flèche sera vérifiée à l'ELS avec des charges non pondérées.

$$q_{es2} = G_{es} + Q_{es} = 0.829 + 1.50 = 2.329 \text{ [kN/ml]}$$

La flèche maximale admise pour l'escalier est :

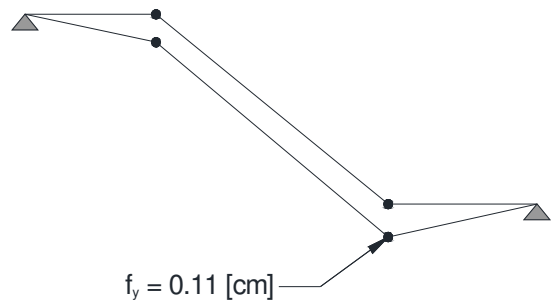
$$\delta_{max} = l/200 = 1.22 \text{ cm}$$

La flèche de l'escalier sous la charge q_{es2} obtenue avec le model numérique analysé avec le logiciel SAP2000 est indiqué sur la figure ci-après.

$$f_y = 0.11 \text{ cm}$$

$$[f_y = 0.11 \text{ cm}] < [\delta_{max} = 1.22 \text{ cm}]$$

→ La flèche est vérifiée.



Conclusion : l'UPN260 passe largement pour l'escalier, il sera donc le profilé utilisé notamment pour des raisons architecturales.

III.2.2 Etude du plancher collaborant

Pour le dallage du premier niveau et du toit de la partie bureaux (Mezzanine), nous avons opté pour des planchers mixtes à dalles collaborantes étant la solution la plus économique et la plus rapide du point de vu exécution.

La dalle collaborant sera constituée d'une dalle en béton armé coulée sur un pontage métallique de type HAIRCOL59 (hauteur = 59mm et épaisseur = 1mm) qui servira comme coffrage perdu lors de la phase d'exécution. Le tout est supporté par des poutres métalliques (solives) en IPE360 disposées tous les 1.50m et reliées à leur tour à l'ossature principale du bâtiment.

L'interaction poutre métallique /dalle en béton est assurée par des goujons de cisaillement de type NELSON (Ø19mm et H = 90mm). Ces goujons permettent une liaison efficace entre les deux composants du plancher notamment en reprenant tout les efforts de glissement entre ces derniers.

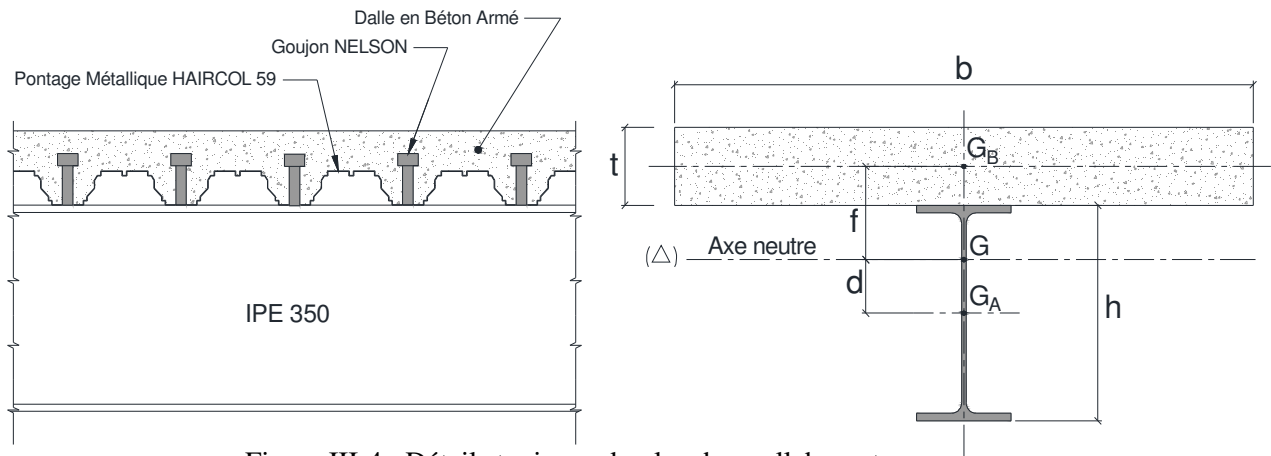


Figure III-4 : Détails typiques du plancher collaborant

- Entre axe des solives : $l = 1.50\text{m}$
- Portée des solives : $L = 7.50\text{m}$
- Epaisseur moyenne de la dalle en béton : $t = 88\text{mm} = 0.088\text{m}$
- Largeur de la dalle collaborant : $b = \min (l ; L/4) = 1.50\text{m}$ « Art 4.2.2.1 – EC4»
- Hauteur de la solive : $h = 0.36\text{m}$

Les solives sont des IPE 360 avec les caractéristiques suivantes :

IPE 360	P_s [kg/ml]	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	A [cm ²]
	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7

IPE 360	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	W_{ply} [cm ³]	W_{plz} [cm ³]
	16270	1043	1019	191

Tableau III-1 : Caractéristiques de l'IPE350

III.2.2.1 Vérification de la phase de montage

Durant la phase de montage, le plancher est soumis au poids propre des solives, au poids du béton frais (avant durcissement) au poids du pontage métallique et à la charge des ouvriers et matériel d'exécution.

III.2.2.1.1 Evaluation des charges

a. Charges permanentes

- Poids propre de la solive : $P_s = 57.10$ [kg/ml]
- Dalle en béton : $P_b = 2500 \times 1.50 \times 0.088 = 330.00$ [kg/ml]
- Pontage métallique : $P_{pn} = 11.97 \times 1.50 = 17.96$ [kg/ml]

$$G_{d1} = 57.10 + 330.00 + 17.96 = 405.06 \text{ [kg/ml]} = 4.05 \text{ [kg/ml]}$$

b. Charges d'exploitation

Le poids des ouvriers et du matériel d'exécution sera pris forfaitairement égale à 250.00 [kg/m²]

$$Q_{d1} = 250.00 \times 1.5 = 375.00 \text{ [kg/ml]} = 3.75 \text{ [kN/ml]}$$

c. Combinaison de charges

$$q_{d1} = 1.35G_{d1} + 1.5Q_{d1} = 1.35 \times 4.05 + 1.50 \times 3.75 = 11.09 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{d2} = G_{d1} + Q_{d1} = 4.05 + 3.75 = 7.80 \text{ [kN/ml]}$$

III.2.2.1.2 Vérification de la solive « IPE360 »

Sous l'effet des actions temporaires de la phase de montage, la solive travaillera à la flexion simple.

a. Vérification de la flèche

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{7.50 \times 10^2}{250} = 3.00 \text{ cm} \quad \ll \text{Tableau 4.1. Page 4.3- EC3} \gg$$

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \cdot q_{d2} \times \frac{l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times 7.80 \times \frac{(7.50)^4}{210000 \times 10^3 \times 16270 \times 10^{-8}} = 0.0094 \text{ m} = 0.94 \text{ cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 0.94 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 3.00 \text{ cm}] \rightarrow$ La flèche est vérifiée.

b. Vérification de la contrainte de flexion simple

$$M_{y.sd} = \frac{q_{d1} \times L^2}{8} = \frac{11.09 \times (7.50)^2}{8} = 77.98 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{ply.RD} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.10} = 254.75 \text{ [KN.m]}$$

$$[M_{y.sd} = 77.98 \text{ kN.m}] < [M_{ply.Rd} = 254.75 \text{ kN.m}]$$

« Art .5.4.5.1 – EC3 »

→ La contrainte de flexion simple est vérifiée.

c. Vérification du cisaillement

$$V_{y.sd} = \frac{q_{d1} \times L}{2} = \frac{11.09 \times 7.50}{2} = 41.59 \text{ [kN]}$$

$$V_{ply.Rd} = A_{vy} \left[\frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} \right] = 35.11 \times 10^{-4} \times \left[\frac{275 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} \right] = 506.77 \text{ [kN]}$$

$[V_{y.sd} = 41.59 \text{ kN}] < [V_{ply.Rd} = 506.77 \text{ kN}]$ → Le cisaillement est vérifié.

Conclusion : les solives en IPE360 résistent avec sécurité à la phase de montage.

III.2.2.1.3 Vérification du pontage métallique

Le pontage métallique de type HAIRCOL59 conçu comme coffrage perdu lors de la phase d'exécution de la dalle collaborante doit supporter son poids propre, le poids du béton frais ainsi que la surcharge des ouvriers et du matériel d'exécution. La vérification du pontage sera faite pour une bonde de 1ml de largeur.

$$G_{pn} = 11.97 \times 1.00 + 2500 \times 1.00 \times 0.088 = 231.97 \text{ [kg/ml]} = 2.32 \text{ [kN/ml]}$$

$$Q_{pn} = 250.00 \times 1.00 = 250.00 \text{ [kg/ml]} = 2.50 \text{ [kN/ml]}$$

Les combinaisons de charges à considérer sont :

$$q_{pn1} = 1.35 G_{pn} + 1.5 Q_{pn} = 1.35 \times 2.32 + 1.5 \times 2.50 = 6.88 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{pn2} = G_{pn} + Q_{pn} = 2.32 + 2.50 = 4.82 \text{ [kN/ml]}$$

a. Caractéristiques du pontage type HAIRCOL59

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du pontage métallique de type HAIRCOL59 (Hauteur = 59mm et Epaisseur = 1mm) extraites du catalogue du fournisseur sont :

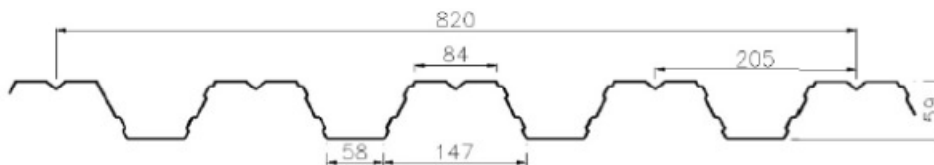
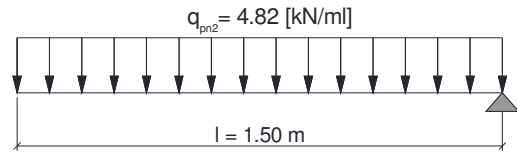


Figure III-5 : Pontage métallique type HAIRCOL59

- Module d'Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité : $F_y = 320 \text{ MPa}$
- Moment d'inertie : $I_y = 74.56 \text{ cm}^4/\text{ml}$
- Module d'inertie : $W_{ply} = 28.03 \text{ cm}^3/\text{ml}$

b. Vérification de la flèche

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{1.50}{250} \times 10^2 = 0.60\text{cm}$$



$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \cdot q_{pn2} \times \frac{l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times 4.82 \times \frac{(1.50)^4}{210000 \times 10^3 \times 74.56 \times 10^{-8}} = 0.0020\text{m} = 0.20\text{cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 0.20 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 0.60 \text{ cm}] \rightarrow$ La flèche est vérifiée.

c. Vérification de la contrainte de flexion simple

$$M_{y.sd} = \frac{q_{pn1} \times l^2}{8} = \frac{6.88 \times (1.50)^2}{8} = 1.94 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{28.03 \times 10^{-6} \times 320 \times 10^3}{1.1} = 8.15 \text{ [kN.m]}$$

$[M_{y.sd} = 1.94 \text{ kN.m}] < [M_{ply.Rd} = 8.15 \text{ kN.m}]$

\rightarrow La contrainte de flexion simple est vérifiée.

Conclusion : le pontage métallique de type HAIRCOL59 résiste à la phase montage et peut jouer le rôle de coffrage perdu pour la dalle collaborante sans la nécessité d'étayements.

III.2.2.2 Vérification de la phase d'exploitation

Après durcissement de la dalle en béton, cette dernière formera avec les solives en IPE360 le corps du plancher collaborant. Cette section mixte (acier – béton) travaillera d'une façon homogène pour reprendre toutes les charges permanentes et les surcharges d'exploitation pouvant solliciter le plancher durant la phase d'exploitation de l'ouvrage.

III.2.2.2.1 Evaluation des charges

a. Charges permanentes

- Poids propre de la solive : $p_s = 57.10 \text{ [kg/ml]}$
- Dalle en béton : $P_b = 2500 \times 1.50 \times 0.088 = 330.00 \text{ [kg/ml]}$
- Pontage métallique : $P_{pn} = 11.97 \times 1.50 = 17.96 \text{ [kg/ml]}$
- Murs en maçonnerie ($E_p=200\text{mm}$) : $P_m = 200.00 \times 1.50 = 300.00 \text{ [kg/ml]}$
- Revêtement de sol en carrelage : $P_c = 60.00 \times 1.50 = 90.00 \text{ [kg/ml]}$
- Conduites et câblages pour mécanique / électrique : $P_{EC} = 50.00 \times 1.5 = 75.00 \text{ [kg/ml]}$
- Faux plafond mécanique en Placoplatre : $P_{fp} = 15.00 \times 1.5 = 22.50 \text{ [kg/ml]}$

$$G_{d2} = 57.10 + 330.00 + 17.96 + 300.00 + 90.00 + 75.00 + 22.50 = 892.56 \text{ [kg/ml]} = 8.93 \text{ [kN/ml]}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q_{d2} = 250.00 \times 1.50 = 375.00 \text{ [kg/ml]} = 3.75 \text{ [kN/ml]}$$

III.2.2.2.2 Combinaison de charges

Les combinaisons de charges à prendre en considération sont :

$$q_{d3} = 1.35G_{d2} + 1.50Q_{d2} = 1.35 \times 8.93 + 1.5 \times 3.75 = 17.68 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{d4} = G_{d2} + Q_{d2} = 8.93 + 3.75 = 12.68 \text{ [kN/ml]}$$

III.2.2.2.3 Détermination de la position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre de la section mixte (acier / béton) est obtenue en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à l'axe neutre (Δ).

- Poutre en acier : $\mu_A = A \cdot d$

- Dalle en béton : $\mu_b = \frac{\beta}{n} \cdot f$

$$\mu_A = \mu_b \Rightarrow A \cdot d = \frac{\beta}{n} \cdot f \quad \text{Or, } f + d = \frac{t+h}{2}$$

$$\text{D'ou } d = \frac{b \cdot t}{n} \cdot \frac{t+h}{2s} \quad \text{avec, } S = A + \frac{B}{n} \text{ et } B = b \cdot t$$

Où :

- S = Aire de la section totale rendu homogène
- n = Coefficient d'équivalence (acier / béton) = 15
- A = Section du profilé IPE360 (72.70cm²)
- B = Section de béton (1.50 x 0.088 x 10⁴ = 1320 cm²)

$$S = 72.70 + \frac{1320}{15} = 160.70 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{150 \times 8.8}{15} \times \frac{8.8 + 36}{2 \times 160.70} = 12.27 \text{ cm} < h/2 = 18 \text{ cm}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la solive.

III.2.2.2.4 Calcul du moment d'inertie de la section mixte

$$I = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} [(t + h)/2 - d]^2$$

I_A et I_B étant respectivement les inerties propres au profilé IPE360 et à la dalle en béton.

$$\text{Soit : } I = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12n} + \frac{b \cdot t}{n} \left[\frac{t+h}{2} - d \right]^2$$

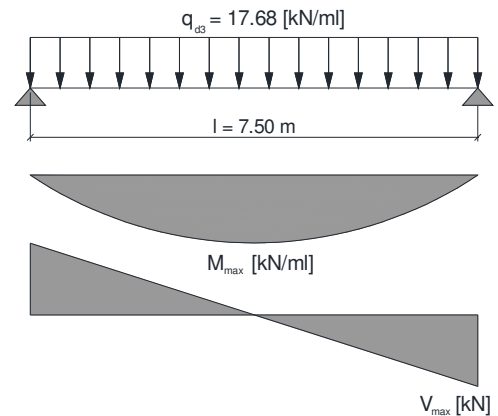
$$I = 16270 + 72.70 \times (12.27)^2 + \frac{150 \times (8.80)^3}{12 \times 15} + \frac{150 \times 8.80}{15} \times \left[\frac{8.80+36}{2} - 12.27 \right]^2$$

$$I = 36813.38 \text{ cm}^4$$

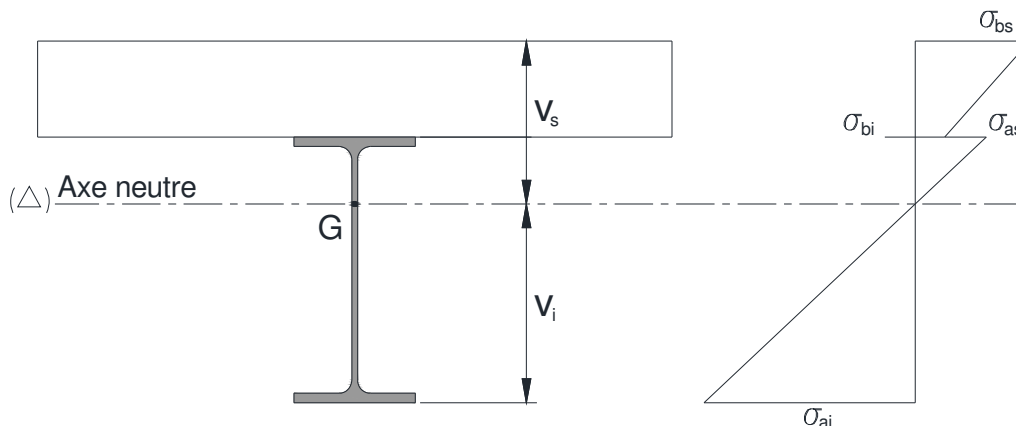
III.2.2.2.5 Calcul des sollicitations internes

$$M_{\max} = \frac{q_{d3} \times L^2}{8} = \frac{17.68 \times (7.5)^2}{8} = 124.31 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{\max} = \frac{q_{d3} \times L}{2} = \frac{17.68 \times 7.5}{2} = 66.30 \text{ [kN]}$$



III.2.2.2.6 Contraintes de flexion simple



$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{36}{2} + 12.27 = 30.27 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{36}{2} + 8.80 - 12.27 = 14.53 \text{ cm}$$

a. Contraintes dans la poutre en acier

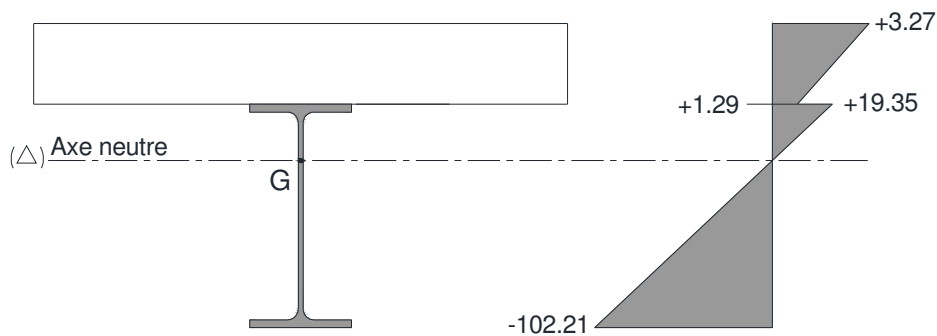
- Traction : $\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} \cdot v_i = \frac{124.31 \times 30.27 \times 10^{-2}}{36813.38 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 102.21 \text{ [MPa]}$

- Compression : $\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} \cdot (V_s - t) = \frac{124.31 \times (14.53 - 8.80) \times 10^{-2}}{36813.38 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 19.35 \text{ [MPa]}$

b. Contraintes dans le béton

- Compression (fibre supérieure) : $\sigma_{bs} = \frac{M_{max} \cdot V_s}{n \cdot I} = \frac{124.31 \times 14.53 \times 10^{-2}}{15 \times 36813.38 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 3.27 \text{ [MPa]}$

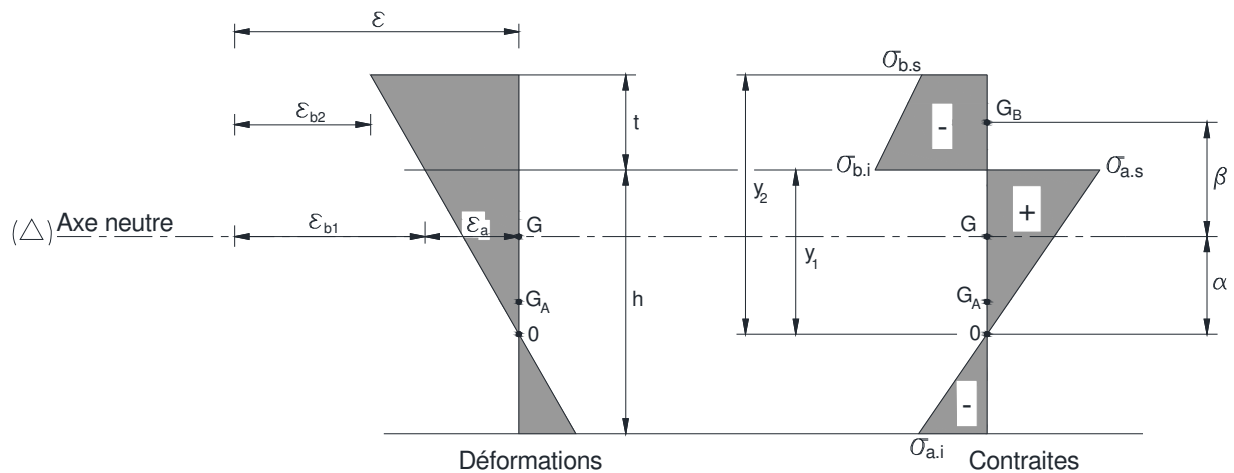
- Compression (fibre inférieure) : $\sigma_{bi} = \frac{M_{max} \cdot (V_s - t)}{n \cdot I} = \frac{124.31 \times (14.53 - 8.80) \times 10^{-2}}{15 \times 36813.38 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 1.29 \text{ [MPa]}$



c. Contrainte additionnelles dues au retrait du béton

Après coulage de la dalle, le durcissement du béton est accompagné pour un retrait (raccourcissement ϵ). La poutre en acier étant solidarisée avec la dalle s'oppose au raccourcissement de cette dernière à l'interface acier / béton. Ce phénomène provoque les effets suivant :

- Un raccourcissement ϵ_a de la poutre en acier
- Un allongement ϵ_b de la dalle en béton par rapport à sa position d'équilibre car ne pouvant librement se rétracter le béton se tend provoquant ainsi un allongement.



$$\beta = (h + t) / 2 = (36 + 8.80) / 2 = 22.40 \text{ [cm]}$$

$$\alpha = I_y / (A \cdot \beta) = 16270 / (72.7 \times 22.40) = 9.99 \text{ [cm]}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_y \cdot A + B \cdot I_y + B \cdot A \cdot \beta^2}$$

Avec : ε = raccourcissement du au retrait du béton = 2×10^{-4}

$$K = 103334.34 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{36}{2} + 9.99 = 27.99 \text{ [cm]}$$

$$y_2 = y_1 + t = 27.99 + 8.80 = 36.79 \text{ [cm]}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 210000 \times 2 \times 10^{-4} = 42.00 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{ai} = k [h - y_1] = -103334.34 \times [36 - 27.99] \times 10^{-2} = -8277.08 \text{ [kN/m}^2\text{]} = -8.28 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{as} = k \cdot y_1 = +103334.34 \times 27.99 \times 10^{-2} = +28923.28 \text{ [kN/m}^2\text{]} = +28.92 \text{ [MPa]}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{1}{n} [E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y_1] = -\frac{1}{15} \times [210000 \times 10^3 \times 2 \times 10^{-4} - 103334.34 \times 27.99 \times 10^{-2}] \\ &= -871.78 \text{ [kN/m}^2\text{]} = -0.87 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bs} &= \frac{1}{n} [E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y_2] = -\frac{1}{15} \times [210000 \times 10^3 \times 2 \times 10^{-4} - 103334.34 \times 36.79 \times 10^{-2}] \\ &= -265.55 \text{ [kN/m}^2\text{]} = -0.27 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

d. Contraintes finales

- Poutre en Acier

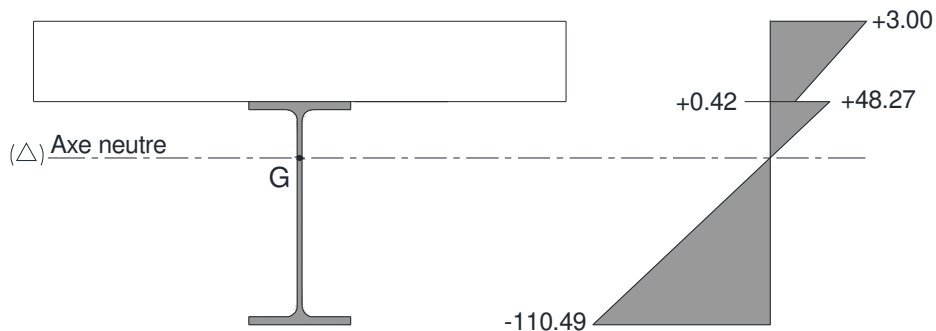
$$\sigma_{ai} = - 102.21 - 8.28 = - 110.49 \text{ [MPa]} < F_y = 275 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{as} = +19.35 + 28.92 = + 48.27 \text{ [MPa]} < F_y = 275 \text{ [MPa]}$$

- Dalle en béton

$$\sigma_{bi} = + 1.29 - 0.87 = + 0.42 \text{ [MPa]} < F_{bu} = \frac{0.85F_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bs} = + 3.27 - 0.27 = + 3.00 \text{ [MPa]} < F_{bu} = \frac{0.85F_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ [MPa]}$$



→ la contrainte de la flexion simple est vérifiée

III.2.2.2.7 Vérifications de la flèche :

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{750}{250} = 3.00 \text{ [cm]}$$

$$\mathcal{F}_{max} = \frac{5}{384} \times q_{d4} \times \frac{L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{12.68 \times (7.5)^4}{210000 \times 10^3 \times 36813.38 \times 10^{-8}} \times 10^2 = 0.68 \text{ [cm]}$$

$$[\mathcal{F}_{max} = 0.68 \text{ cm}] < [\delta_{max} = 3.00 \text{ cm}]$$

→ La flèche est vérifiée.

III 2.2.2.8 Vérification du cisaillement :

La résistance à l'effort tranchant sera celle du profilé en acier conformément à l'article 4.4.2.2 de l'Eurocod 4.

$$V_{\max} = 66.30 \text{ [kN]}$$

$$V_{\text{pl.Rd}} = A_v \cdot \frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{\text{mo}}} = 35.11 \times 10^{-4} \times \left[\frac{275 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.10} \right] = 506.77 \text{ [kN]}$$

$$[V_{\max} = 66.30 \text{ kN }] < V_{\text{pl.Rd}} = 506.77 \text{ kN }]$$

→ Le cisaillement est vérifié.

Conclusion: le plancher collaborant composé d'une dalle d'épaisseur moyenne de 88 mm sur pontage métallique HAIRCOL 59 et des solives en IPE360 résiste a toutes les Contraintes.

III .2.2.2.9 Calcul des connecteurs :

La liaison entre les poutres métalliques est la dalle en béton est assurée par des connecteurs. Ces derniers ont comme rôle principal d'empêcher le glissement entre la dalle en béton, en particulier le pontage métallique et la poutre en acier. Pour notre projet, nous avons choisit comme connecteurs des goujons NELSON ayant les caractéristiques suivantes :

- $d = 19\text{mm}$
- $h = 90\text{mm}$
- $F_y = 275 \text{ MPA}$
- $F_u = 415 \text{ MPA}$

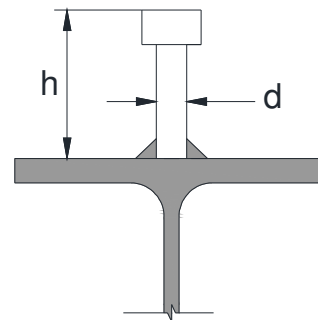


Figure III-6 : Connecteur type NELSON

a. Résistance de calcul au cisaillement

La valeur de la résistance de calcul au cisaillement à prendre en considération pour un goujon à tête est égale à la plus petite des deux valeurs données par les formules suivantes :

$$P_{\text{Rd}} = 0.8 \cdot F_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \ll \text{Formule 6.13 - Page 6.9 - EC4} \gg$$

$$P_{\text{Rd}} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \times \sqrt{F_{\text{ck}} \cdot E_{\text{cm}}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \ll \text{Formule 6.14 - Page 6.9 - EC4} \gg$$

Avec :

- d : Diamètre du fût du goujon (= 19 mm)
- F_u : Résistance ultime en traction spécifiée du matériel du goujon (= 415 [MPa])
- F_{ck} : Résistance caractéristique du béton (= 25 [MPa])
- E_{cm} : valeur moyen du module sécant du béton (= 29×10^3 [MPa])
- $\alpha = 1$ avec : [$h/d = 4.74 > 4$] « Art 6.3.2.1- Page 6.9 - EC4 »
- h : Hauteur hors tout du goujon = 90mm
- γ_v : Coefficient partiel de sécurité 1.25 « Art 6.3.2.1 - Page 6.10 - EC4 »

$$P_{Rd} = \begin{cases} 0.8 \times 415 \times 10^3 \times \frac{3.14 \times (19)^2 \times 10^{-6}}{4} \times \frac{1}{1.25} = 75.27 [\text{kN}] \\ 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times 10^{-6} \sqrt{25 \times 10^3 \times 29 \times 10^6} \times \frac{1}{1.25} = 71.31 [\text{kN}] \end{cases}$$

$$P_{Rd} = 71.31 [\text{kN}]$$

b. Effort de cisaillement longitudinal

$$V_l = \frac{A_a \cdot F_y}{\gamma_a} \quad \text{« Formule 6.6 – EC4 »}$$

Avec : A_a : Aire de l'élément structurale en acier = 72.70 cm^2

γ_a : Coefficient partiel de sécurité = 1.1

$$V_e : \frac{72.70 \times 70 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 1817.50 [\text{kN}]$$

c. Nombre et espacement des goujons

$$\mu \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = 25 \text{ (Nombre de goujons à installer sur la moitié de la poutre en acier)}$$

$$S = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{N} = \frac{750}{2} \times \frac{1}{25} = 15 \text{ cm}$$

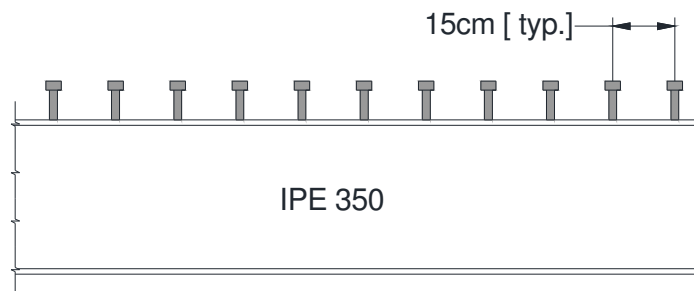


Figure III-7 : Espacement des Connecteurs

III 2.2.2.10 Calcul du ferrailage de la dalle

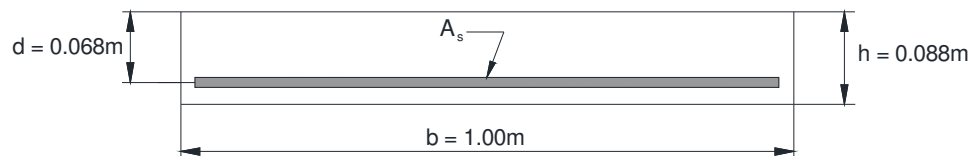
Le calcul du ferrailage de la dalle sera fait en flexion simple selon les règles BAEL91-Version 99.
La section minimale d'armature sera vérifiée selon les règles RPA99- version 2003.

a. Calcul du moment fléchissant

$$M_u = \frac{q_{d3} \cdot l^2}{8} = \frac{17.68 \times (1.50)^2}{8} = 4.97 \text{ [kN.m]}$$

b. Calcul des armatures

Le calcul sera fait par bandes de 1ml de large en assimilant la dalle à une poutre.



$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ [MPa]} \quad \ll \text{ Art A.4.3.4 – BAEL 91} \gg$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_o \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4.97 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.068)^2 \times 14.20} = 0.076$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}] = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}] = 0.099$$

$$\alpha = 0.099 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A "As = 0"}$$

$$Z_b = d \cdot [1 - 0.4 \times \alpha] = 0.068 \times [1 - 0.4 \times 0.099] = 0.065 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z_b} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 434 \text{ [MPa]}$$

$$A_s = \frac{4.97 \times 10^{-3}}{434 \times 0.065} \times 10^4 = 1.76 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage minimum selon l'RPA99- version 2003

Selon l'article 7.5.2.1 des règles RPA99, un pourcentage minimum d'armature égale à 0.5% de la section transversal du béton doit être assuré.

$$A_{\min} : 0.5 \times 1.00 \times 0.088 \times \frac{10^4}{100} = 4.4 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous optons pour des HA12 espacée tous les 20cm soit une section

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Chapitre IV « Dimensionnement du chemin de roulement »

IV.1 Introduction

La manutention des objets lourds dans le hall industriel objet du présent mémoire est assurée par un pont roulant type mono poutre d'une capacité de 15 tonnes et d'une portée de 23.20m. La translation transversale des charges est assurée par un chariot de transfert équipé d'un treuil de levage. Ce pont roulant est entièrement conçu, étudié et fabriqué pour un fournisseur spécialisé. Le présent chapitre sera consacré à l'étude du chemin de roulement dédié à la circulation de cet équipement. Ce chemin de roulement d'une longueur totale de 22.50m sera composé de poutres isostatiques de 7.50m de long séparées avec des joints de dilatation de 10mm. Ces poutres à leur tour s'appuient sur des consoles soudées sur les poteaux de la structure principale du hangar.

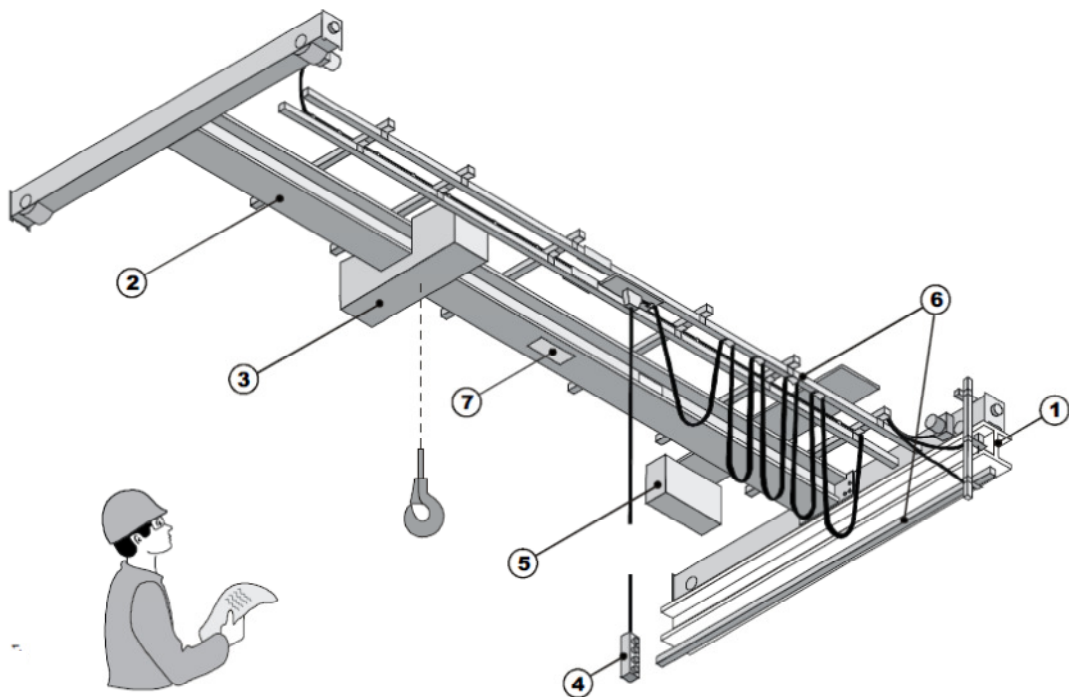


Figure IV.1 : Pont Roulant mono poutre (15 tonnes)

- 1- Chemin de roulement
- 2- Poutre du pont roulant
- 3- Chariot (Groupe de levage)
- 4- Dispositif de commande
- 6- Système d'alimentation électrique
- 7- Symbole d direction

IV.2 Caractéristique du pont roulant

Les caractéristiques indiquées pour le fournisseur du pont roulant sont :

L_p [m]	h [m]	a_{min} [m]	b [m]	c [m]	e [m]
23,200	7,196	0.950	9,800	1,250	3,150

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques du pont roulant

Charge [t]	Vitesse [m/min]			Poids [t]		
	Levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total
15	0,5 / 5	5 / 20	5 / 30	8.65	1,02	9,67

Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques du pont roulant

IV.3 Classification du pont roulant

La classification du pont roulant sera faite selon le CTICM en tenant compte des critères suivants:

- L'intensité de l'usage du pont
- La variation des charges à soulever
- Les groupes de ponts roulants

Classement ressortant des recommandations du CTICM :

Classes d'utilisation	
Classe A	Utilisation occasionnelle avec longues périodes repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif
Classe D	Service intensif sévère (période de travail >8h)

Tableau IV.3 : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage

Etats de Charges	
0 (très léger)	Charges très faibles soulevées couramment Charge nominale soulevée exceptionnellement
1 (léger)	Charge de l'ordre du tiers de la charge nominale courante Charge nominale soulevée rarement
2 (moyen)	Charge entre le tiers et les deux tiers de la charge nominale courant Charge nominale assez fréquente
3 (lourd)	Charge régulièrement au voisinage de la Charge nominale

Tableau IV.4 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever

Six groupes de ponts roulants sont définis dans les recommandations du CTICM. Pour les ponts roulants à crochet (notre cas), le pont est considéré du groupe II.

Notre pont roulant sera donc de Classe B / Etat de charge 2 / groupe II.

IV.4 Coefficients

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

C : Coefficient d'adhérence d'un galet sur le rail

Ψ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

Groupe du point roulant	Ψ_1	Ψ_2	C
Groupe II	1,15	1,05	0,2

Tableau IV.5 : Coefficient de calcul des charges [CTICM]

Avec :

- Ψ_1 : Chemin de roulement
- Ψ_2 : Support du chemin de roulement

IV.5 Calcul des réactions au niveau des galets

IV.5.1 Charges statiques (Réactions verticales)

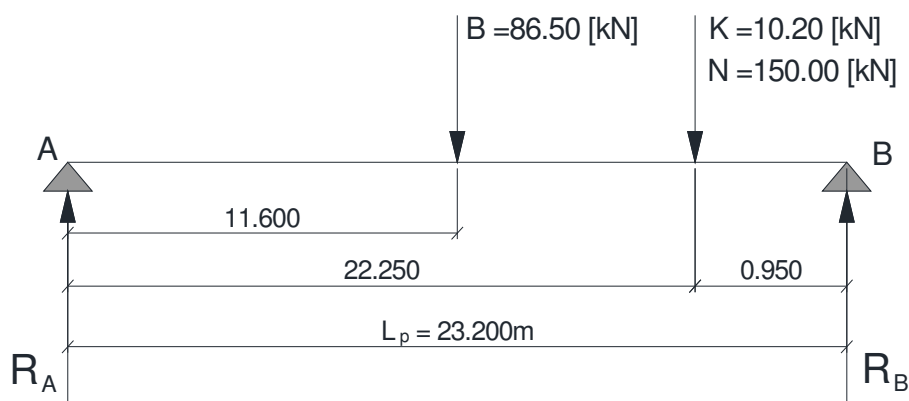
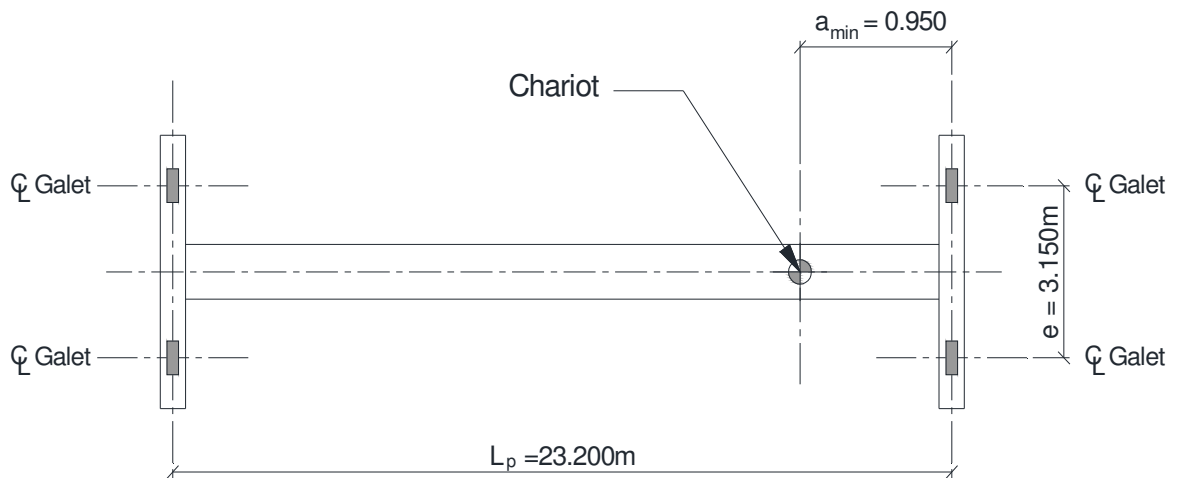


Figure IV.2 : Réactions verticales aux galets

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L_p - [(K + N) \cdot (L_p - a_{\min}) + B \cdot \frac{L_p}{2}] = 0$$

$$\Rightarrow R_B = [(K + N) \cdot (L_p - a_{\min}) + B \cdot \frac{L_p}{2}] / L_p$$

$$\Rightarrow R_B = 196.89 \text{ [kN]}$$

$$R_A = K + N + B - R_B = 49.81 \text{ [kN]}$$

$$R_{\max} = \frac{R_B}{n} = \frac{196.89}{2} = 98.45 \text{ [kN]}$$

$$R_{\min} = \frac{R_A}{n} = \frac{49.81}{2} = 24.91 \text{ [kN]}$$

Avec : n = nombre de galets par appuis (n = 2)

IV.5.2 Charges verticales avec majoration dynamique

Les valeurs des réactions sur les galets en tenant compte de la majoration dynamique sont :

$$R_{V\max} = \Psi_1 \cdot R_{\max} = 113.22 \text{ [kN]}$$

$$R_{V\min} = \Psi_1 \cdot R_{\min} = 28.65 \text{ [kN]}$$

IV.5.3 Charges horizontales longitudinales

Pour tenir compte de l'effet du freinage longitudinal de translation du pont roulant ainsi que des réactions qui peuvent être provoquées par le tamponnement de ce dernier sur les boudoirs de fin course, des réactions horizontales longitudinales doivent être prévues comme suit :

$$R_{L\max} = C \cdot R_{\max} = 19.69 \text{ [kN]}$$

$$R_{L\min} = C \cdot R_{\min} = 4.98 \text{ [kN]}$$

IV.5.4 Charges horizontales transversales

Pour tenir compte de la réaction transversale qui peut être provoquée par le roulement ainsi que l'effet de freinage de direction, des réactions horizontales transversales doivent être prévues comme suit (charges par un galet):

a. Chariot au milieu de la portée

$$R_{H1\max} \pm \left[0.024 (K + N + B) \frac{L_p}{e} + 0.021 (N + K) \right] / n = 11.74 \text{ [kN]}$$

$$R_{H1\min} \pm \left[0.024 (K + N + B) \frac{L_p}{e} - 0.021 (N + K) \right] / n = 10.06 \text{ [kN]}$$

b. Chariot à distance minimale du chemin de roulement

$$R_{H2 \max} \pm \left[0.0052 (K + N + B) \frac{L_p}{e} + 0.021 (N + K) \right] / n = 3.20 \text{ [kN]}$$

$$R_{H2 \min} \pm \left[0.0052 (K + N + B) \frac{L_p}{e} - 0.021 (N + K) \right] / n = 1.52 \text{ [kN]}$$

IV.5.5 Récapitulation des réactions

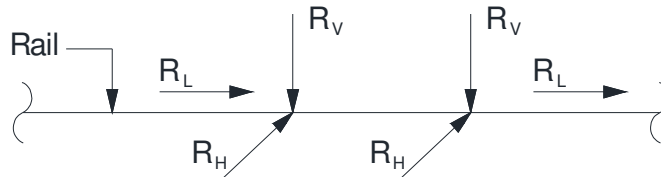


Figure IV-3 : Récapitulatif des réactions sur les galets

Réaction	R _v [kN]	R _L [kN]	R _{H1} [kN]	R _{H2} [kN]
Max	113,22	19,69	11.74	3.20
Min	28,65	4,98	10.06	1.52

Tableau IV.6 Récapitulation des réactions sur les galets

IV.6 Dimensionnement du chemin de roulement

IV.6.1 Choix du rail de roulement

Le type et la dimension du rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charge, vitesse, portée,...) et aussi en fonction du type de galets choisis pour le pont roulant. Pour notre projet le fournisseur du pont roulant « KONECRANE » a recommandé un profilé rectangulaire plein 50x30mm matière S355JO. Ce profilé sera fixé sur la poutre de roulement avec des soudures d'angle continues.

IV.6.2 Dimensionnement de la poutre de roulement

Le calcul de la poutre de roulement sera fait en considérant les charges les plus défavorables.

Un pré dimensionnement par la condition de flèche nous ramène à choisir un HEB500 ayant les caractéristiques suivantes :

	P [kg/m]	h [mm]	b [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	A [cm ²]
HEB 500	187	500	300	14,5	28	27	238.60

	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	W _{ply} [cm ³]	W _{plz} [cm ³]
HEB 500	107200	12620	4815	1292

IV.6.2.1 Calcul des sollicitations internes

Comme indiqué au paragraphe IV.1, les poutres de roulement dans notre projet sont conçues en tançons de 7.50m de long supportés par deux appuis (isostatique). 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.

a. Calcul du moment fléchissant maximum

- Moment dû aux charges mobiles :

Le moment fléchissant maximum dû aux charges mobile (réactions sur les galets) déterminé par le théorème de BARRE est défini comme suite :

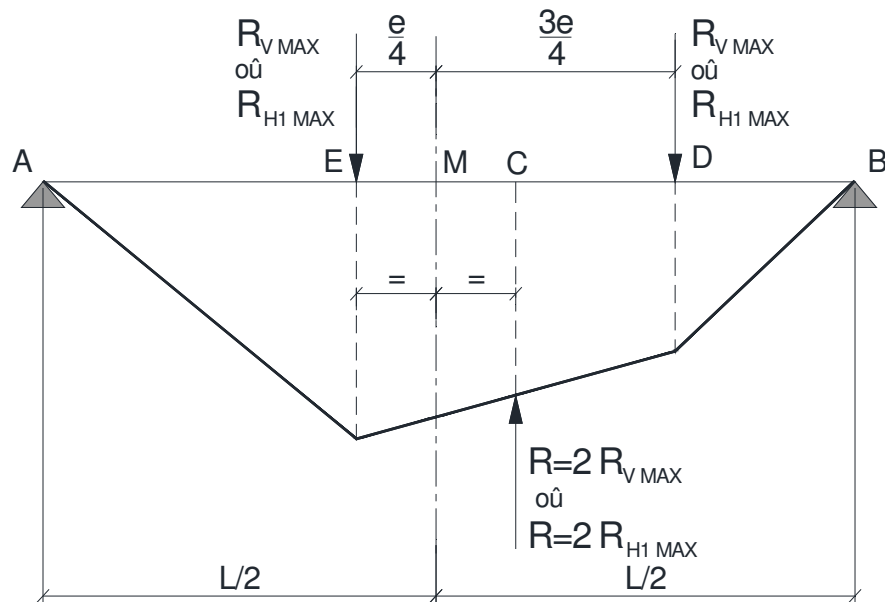


Figure IV.4 : Moments dus aux charges mobiles (théorème de Barré)

$$M_{\max y} = R_{v \max} \cdot \frac{[L - \frac{e}{2}]^2}{2L} = 264.98 \text{ [kN.m]} \quad (\text{obtenu au point E})$$

$$M_{\max z} = R_{H1 \max} \cdot \frac{[L - \frac{e}{2}]^2}{2L} = 27.48 \text{ [kN.m]} \quad (\text{obtenu au point E})$$

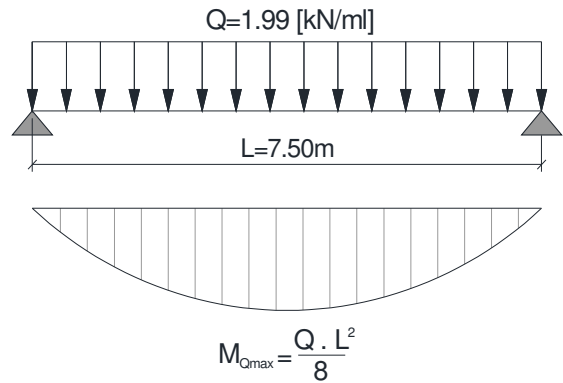
Chapitre IV. Dimensionnement du chemin de roulement

- Moment dû au poids propre du chemin de roulement

Le moment maximum dû au poids propre du chemin de roulement sera déterminé en considérant le poids de la poutre de roulement ainsi que le poids du rail.

$$Q = 1.87 + 0.12 = 1.99 \text{ [kN/ml]}$$

$$M_{Q \max} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = 13.99 \text{ [kN.m]}$$



- Moments combinés pondérés

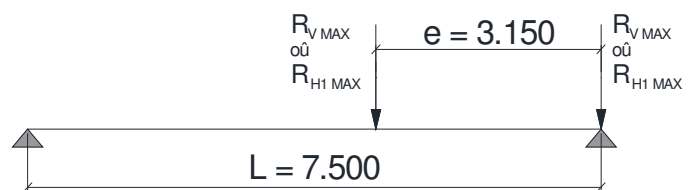
$$M_{y.sd} = 1.35 M_{Q \max} + 1.50 M_{\max y} = 416.36 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{z.sd} = 1.50 M_{\max z} = 41.22 \text{ [kN.m]}$$

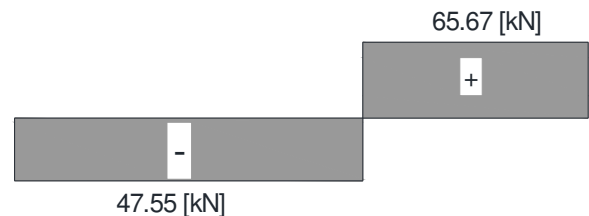
b. Calcul de l'Effort tranchant maximum

- Effort tranchant dû aux charges mobiles

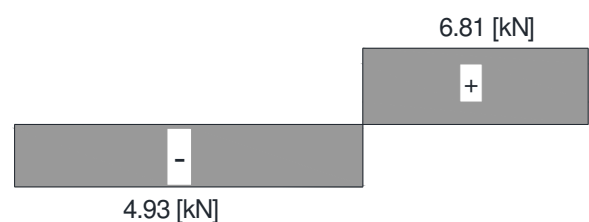
L'effort tranchant maximum dû aux charges mobiles est obtenu en plaçant ces charges le plus proche possible des l'appui.



$$V_{\max z} = 65.67 \text{ [kN]}$$

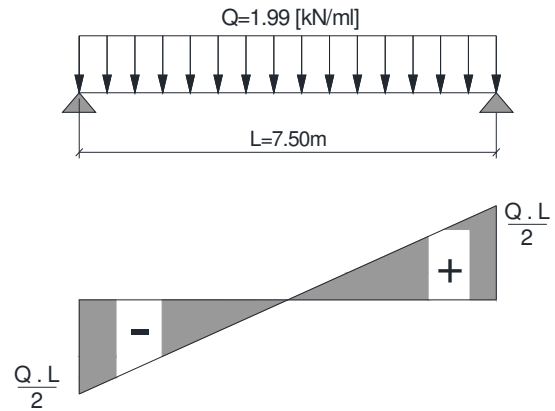


$$V_{\max y} = 6.81 \text{ [kN]}$$



- Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement

$$V_{Q_{\max}} = \frac{Q \cdot L}{2} = 7.46 \text{ [kN]}$$



- Efforts tranchants combinés pondérés

$$V_{z.sd} = 1.35 V_{Q_{\max}} + 1.50 V_{\max z} = 108.58 \text{ [kN]}$$

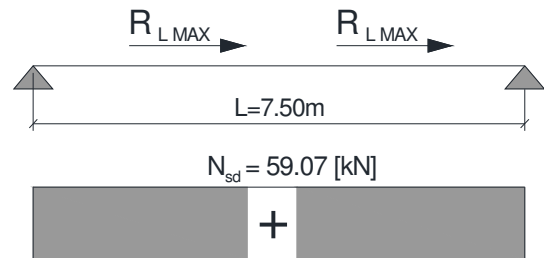
$$V_{y.sd} = 1.5 V_{\max y} = 10.22 \text{ [kN]}$$

c. Calcul de l'Effort normal maximum

Les charges horizontales longitudinales définies au paragraphe IV.5.3 impliqueront dans la poutre de roulement un effort normal de compression.

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times R_{L_{\max}}$$

$$= 1.5 \times 2 \times 19.69 = 59.07 \text{ [kN]}$$



IV.6.2.2 Vérification de la flexion bi-axiale composée

Les éléments à section transversale de classe 1 (notre cas) sollicités en flexion bi-axiale et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

« Formule 5.51 - Page 5-81 EC3 »

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \ll \text{formule 5.52. Page 5-84 EC3} \gg$$

a. Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z]$$

- Flambement par rapport à l'axe YY

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.94$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y [\bar{\lambda}_y - 0.2] + \bar{\lambda}_y^2] = 0.61$$

$$\alpha_y = 0.21$$

« Courbe a – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3 »

$$\bar{\lambda}_y = [\frac{\lambda_y}{\lambda_1}] \cdot [\beta_A]^{0.5} = 0.41$$

$$\lambda_1 = \pi [\frac{E}{F_y}]^{0.5} = 93.9 \times \xi = 86.80$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{7.50}{21.19 \times 10^{-2}} = 35.39$$

- Flambement par rapport à l'axe ZZ

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = 0.48$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z [\bar{\lambda}_z - 0.2] + \bar{\lambda}_z^2] = 1.38$$

$$\alpha_z = 0.34$$

« Courbe b – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3 »

$$\bar{\lambda}_z = [\frac{\lambda_z}{\lambda_1}] [\beta_A]^{0.5} = 1.19$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{7.50}{7.27 \times 10^{-2}} = 103.16$$

$$\chi_{min} = \text{Min} [0.94 ; 0.48] = 0.48$$

b. Détermination des coefficients k_y , k_{LT} et k_z

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \approx 1.00$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [2 \cdot \beta_{M,y} - 4] + \left[\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right] = - 0.45$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \approx 1.00$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.082$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} = 1.02$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z [2 \cdot \beta_{M,z} - 4] + \left[\frac{w_{pl,z} - w_{el,z}}{w_{el,z}} \right] = - 1.13$$

c. Détermination du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.72$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} [\bar{\lambda}_{LT} - 0.2] + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.99$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (Profilés laminés)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = 0.91$$

$$\lambda_1 = 86.80 ; \beta_w = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L_z / i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L_z / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} = 78.92$$

d. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque la condition ci-après est satisfaite :

$$V_{z, sd} \leq 0.50 V_{plz, Rd}$$

$$V_{plz, Rd} = A_{vz} \left[\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right] / \gamma_{mo} = 1296.44 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow [V_{z, sd} = 108.58 \text{ kN}] < [0.5 V_{plz, Rd} = 648.22 \text{ kN}]$$

→ Il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique.

e. Vérification de l'incidence de l'effort normal

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'incidence de l'effort normal dans le calcul du moment de résistance plastique lorsque les deux conditions ci-après sont satisfaites :

$$N_{sd} \leq 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{F_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow 59.07 \text{ [kN]} < 882.50 \text{ [kN]} \rightarrow \text{ok}$$

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{plz.Rd} \Rightarrow 59.07 \text{ [kN]} < 1491.25 \text{ [kN]} \rightarrow \text{ok}$$

→ Il n'y a pas d'influence de l'effort normal sur le moment de résistance plastique.

f. Vérification des contraintes

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{59.07}{0.48 \times 238.60 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 416.36}{4815 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.02 \times 41.22}{1292 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.50 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{59.07}{0.48 \times 238.60 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 416.36}{0.72 \times 4815 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1}$$

$$+ \frac{1.02 \times 41.22}{1292 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1 \Rightarrow 0.63 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La flexion composée avec risque de déversement est vérifiée.

Conclusion : La flexion bi-axiale composée est vérifiée

IV.6.2.3 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement. Pour la direction verticale, la flèche totale est obtenue en utilisant la méthode de superposition entre la flèche due aux charges mobiles et celle causée par le poids propre du chemin de roulement.

La flèche admissible δ_{max} pour un pont roulant de classe B.2 - groupe II est égale à $\frac{L}{750}$ (CTICM)

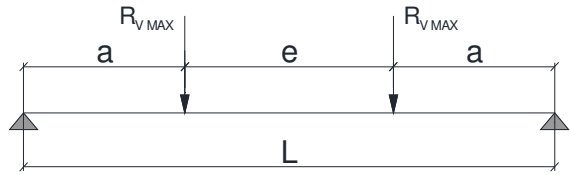
$$\delta_{max} = \frac{7.50}{750} \times 100 = 1 \text{ cm}$$

a. Vérification de la flèche verticale

- Flèche causée par les charges mobiles

$$\mathcal{F}_{v1} = \frac{R_{v \max} \cdot a}{24E \cdot I_y} \cdot [3L^2 - 4a^2]$$

$$= \frac{113.22 \times 2.175}{24 \times 210000 \times 10^3 \times 107200 \times 10^{-8}} \times [3 \times 7.5^2 - 4 \times 2.175^2] = 0.0068\text{m} = 0.68\text{cm}$$



- Flèche causée par le poids propre de chemin de roulement

$$\mathcal{F}_{v2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.99 \times 7.50^4}{210000 \times 10^3 \times 107200 \times 10^{-8}} = 0.0004\text{m} = 0.04\text{cm}$$

- Flèche verticale totale

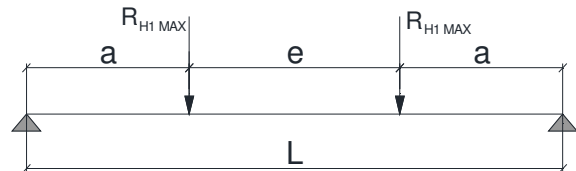
$$[\mathcal{F}_V = \mathcal{F}_{v1} + \mathcal{F}_{v2} = 0.72\text{cm}] < [\delta_{\max} = 1\text{cm}]$$

→ La flèche verticale est vérifiée.

b. Vérification de la flèche horizontale

$$\mathcal{F}_H = \frac{R_{H1 \max} \cdot a}{24E \cdot I_z} \cdot [3L^2 - 4a^2]$$

$$= \frac{11.74 \times 2.175}{24 \times 210000 \times 10^3 \times 12620 \times 10^{-8}} \times [3 \times 7.5^2 - 4 \times 2.175^2] = 0.006 \text{ [m]} = 0.60 \text{ [cm]}$$



$$[\mathcal{F}_H = 0.60\text{cm}] < [\delta_{\max} = 1\text{cm}]$$

→ La flèche horizontale est vérifiée.

IV.6.2.4 Vérification du cas de marche en crabe :

La marche en crabe est un phénomène qui se produit sur les ponts roulants notamment de grandes portées lorsque les sommiers de ces derniers perdent leurs parallélismes. Cela induit une translation biaisée du pont roulant provoquant une poussée latérale sur la poutre de roulement.

Les ponts roulants sont généralement équipés de dispositifs anti crabe mais cela sert uniquement à minimiser ce phénomène.

La valeur de la poussée latérale d'un pont roulant par effet de crabe sur le chemin de roulement est établie par le fabricant de cet appareil en se basant sur l'étude effectuée, les différentes normes applicables tel que la norme européenne FEM ainsi que sur les essais et l'expérience vécue.

Pour notre projet, le fournisseur du pont roulant « KONECRANE » indique une poussée latérale $R_{cr} = 26.80$ [kN].

a. Détermination des efforts internes

Dans le cas d'une marche en crabe les efforts maximaux sont obtenus lorsque la charge est appliquée à mi-travée de la poutre de roulement.

$$M_{\max y} = R_{v \max} \left(\frac{L-e}{2} \right) = 246.26 \text{ [kN.m]}$$

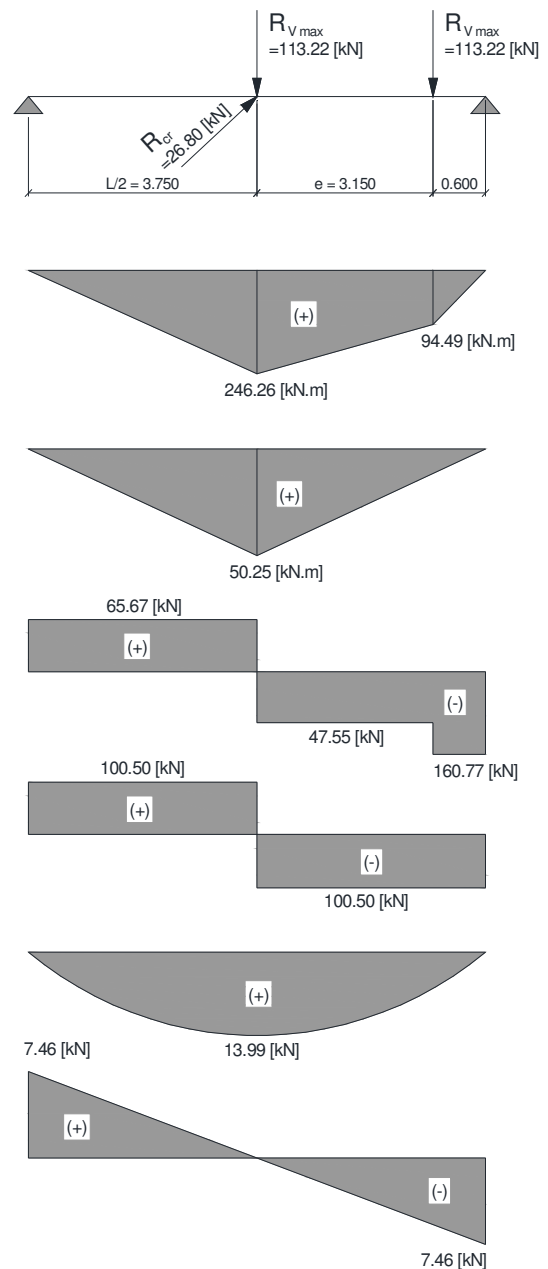
$$M_{\max z} = \frac{R_{cr} \cdot L}{4} = 50.25 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{\max z} = R_{v \max} \left(1 + \frac{e}{L} \right) = 160.77 \text{ [kN]}$$

$$V_{\max y} = \frac{R_{cr} \times L}{2} = 100.50 \text{ [kN]}$$

$$M_{Q \max} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = 13.99 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{Q \max} = \frac{Q \times L}{2} = 7.46 \text{ [kN]}$$



b. Combinaison et pondération des charges

$$M_{y.sd} = 1.35 M_{Q_{max}} + 1.50 M_{max y} = 388.28 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{z.sd} = 1.50 M_{max z} = 75.38 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{z.sd} = 1.35 V_{Q_{max}} + 1.50 V_{max z} = 251.23 \text{ [kN]}$$

$$V_{y.sd} = 1.50 V_{max y} = 150.75 \text{ [kN]}$$

c. Vérification de la contrainte de flexion bi-axiale

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = 1203.75 \text{ [kN]}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = 323.00 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow \left[\frac{388.28}{1203.75} \right]^2 + \left[\frac{75.38}{323.00} \right]^1 \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.34 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La flexion bi-axiale est vérifiée.

d. Vérification du déversement

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{388.28}{0.72 \times 1 \times 4815 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{75.38}{1292 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.68 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ Le déversement est vérifié.

e. Vérification de la flèche

La flèche maximale sous les charges verticales a été vérifiée au paragraphe IV. 6.2 .3 . Seul la flèche induite par la charge horizontale causée par l'effet de crabe $R_{cr} = 268 \text{ [kN]}$ sera vérifiée.

$$\mathcal{F}_{cr} = \frac{R_{cr} \cdot L^3}{48E \cdot I_z} = \frac{26.8 \times 7.50^3}{48 \times 210000 \times 10^3 \times 12620 \times 10^{-8}} = 0.0088\text{m} = 0.89 \text{ cm}$$

$$[\mathcal{F}_{cr} = 0.89 \text{ cm}] < [\delta_{max} = 1 \text{ cm}]$$

→ La flèche est vérifiée.

f. Vérification du cisaillement

Le cisaillement sous les charges verticales a été vérifié au paragraphe IV.6.2.2 (incidence de l'effort tranchant). Notre vérification se limitera donc au cisaillement sous l'effet de la charge horizontale $R_{cr} = 26.80$ [kN].

$$V_{y.sd} = 150.75 \text{ [kN]}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl.Rd} = A_{vy} \cdot \left(\frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow 150.75 \text{ [kN]} \leq 168 \times 10^{-4} \times \frac{275 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} = 2424.87 \text{ [kN]} \rightarrow \text{OK}$$

→ Le cisaillement est vérifié.

IV.6.2.5 Résistance de l'âme aux charges transversales

Sous l'effet des charges concentrées localisées au niveau des galets, des contraintes résiduelles sont transmises par le rail et la semelle de la poutre de roulement à l'âme de cette dernière.

Ces contraintes localisées dans une faible zone d'impacte peuvent provoquer au niveau de l'âme les modes de ruine suivants :

- Ecrasement de l'âme à proximité immédiate de la semelle, accompagné d'une déformation de la semelle.
- Enfoncement local de l'âme sous forme de voilement localisé et écrasement de l'âme à proximité de la semelle accompagné d'une déformation plastique de cette dernière.
- Voilement de l'âme sur la plus grande partie de sa hauteur.

a. Résistance à l'écrasement

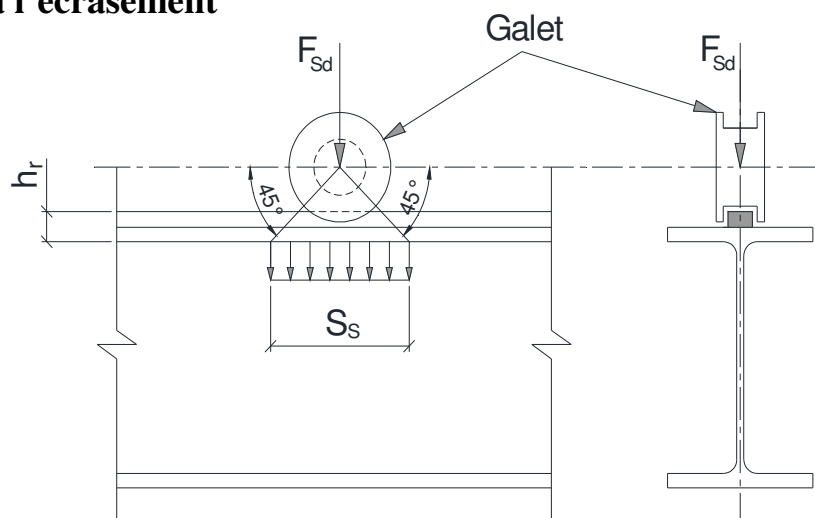


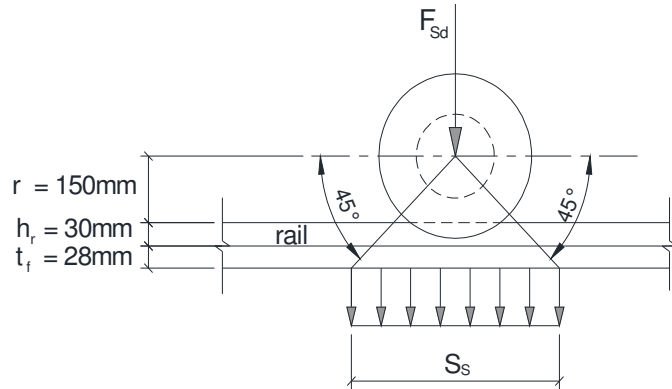
Figure IV.5 : Détail de charges d'un galet

$$R_{y,Rd} = [S_s + S_y] \cdot t_w \cdot F_{yw} / \gamma_{M1} \quad \ll \text{Formule 5.71 - Page 5.102 - EC3} \gg$$

Avec :

- $R_{y,Rd}$ est la résistance de calcul à l'écrasement
- S_s est la longueur d'appuis rigide voir la figure IV.5 en page 78

$$S_s = 2 [r + h_r + t_f] = 0.416\text{m}$$



$$S_y = \frac{2.5 [h-d] [1 - [\gamma_{m0} \cdot \sigma_{f,Ed} / F_{yf}]^2]^{0.5}}{[1 + 0.8 \cdot s_s / [h-d]]} \quad \ll \text{Formule 5.71 - Page 5.102 - EC3} \gg$$

$$\sigma_{f,Ed} = \text{est la contrainte longitudinale dans la semelle} = \frac{M_{y,sd}}{w_{ply}} = 86471.44 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\Rightarrow S_y = \frac{2.5 [0.50 - 0.30] \times [1 - [1.1 \times 86471.44 / 275 \times 10^3]^2]^{0.5}}{[1 + 0.8 \times 0.416 / (0.50 - 0.30)]} = 0.176 \text{ m}$$

$$\Rightarrow R_{y,Rd} = [0.416 + 0.176] \times 0.0145 \times 275 \times 10^3 / 1.1 = 2146.00 \text{ [kN]}$$

$$F_{sd} = 1.5 R_{v,max} = 169.83 \text{ [kN]}$$

$$[F_{sd} = 169.83 \text{ kN}] < [R_{y,Rd} = 2146.00 \text{ kN}] \rightarrow \text{OK}$$

→ La résistance de l'âme à l'écrasement est vérifiée.

b. Résistance à l'enfoncement local

Pour qu'un élément soumis à une charge concentrée localisée accompagnée d'un moment fléchissant résiste à l'enfoncement local, les critères suivants doivent être satisfaits :

$$F_{sd} \leq R_{a,Rd} \quad \ll \text{Formule 5.78a - Page 5.104 - EC3} \gg$$

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad \ll \text{Formule 5.78b - Page 5.104 - EC3} \gg$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1.5 \quad \ll \text{Formule 5.78c - Page 5.104 - EC3} \gg$$

Avec : $R_{a,Rd}$ est la résistance a l'enfoncement local de l'âme

$$R_{a,Rd} = 0.5 t_w^2 (E \cdot F_{yw})^{0.5} [(t_f / t_w)^{0.5} + 3(t_w / t_f) \cdot (s_s / d)] / \gamma_{M1} \quad \ll \text{Formule 5.77 - Page 5.104 - EC3} \gg$$

$$R_{a,Rd} = 2573.78 \text{ [kN]}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = 1203.75 \text{ [kN.m]}$$

$$[F_{sd} = 169.83 \text{ kN}] < [R_{a,Rd} = 2573.78 \text{ kN}] \rightarrow \text{ok}$$

$$[M_{sd} = 416.36 \text{ kN.m}] < [M_{c,Rd} = 1203.75 \text{ kN.m}] \rightarrow \text{ok}$$

$$\left[\frac{169.83}{2573.78} + \frac{416.36}{1203.75} \right] = 0.41 < 1.50 \rightarrow \text{ok}$$

→ La résistance de l'âme à l'enfoncement local est vérifiée.

c. Résistance au voilement

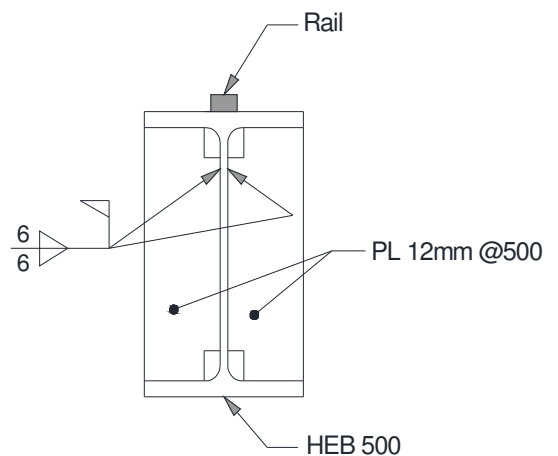
$$b_{eff} = [h^2 + s_s^2]^{0.5}$$

« Formule 5.75 - Page 5.105 - EC3 »

Avec : b_{eff} = largeur efficace de l'âme.

$$b_{eff} = [500^2 + 416^2]^{0.5} = 650.43 \text{ mm} > b = 300 \text{ mm}$$

L'âme du profilé HEB 500 ne résiste pas toute seule au voilement. Des raidisseurs en plaques de 12 mm soudées avec un cordon de soudure de 6 mm et espacées tous les 500 mm seront ajoutés comme indiqués sur le schéma ci-après.



d. Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

Pour empêcher la possibilité de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme, le rapport d/t_w doit satisfaire au critère suivant :

$$d / t_w \leq k [E / F_{yf}] \cdot [A_w / A_{fc}]^{0.5}$$

« Formule 5.80 - Page 5.108 - EC3 »

avec :

- A_w = aire de l'âme = $64.38 \text{ cm}^2 = 64.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
- A_{fc} = aire de la semelle comprimée = $84.00 \text{ cm}^2 = 84 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
- F_{yf} = Limite d'élasticité de la semelle comprimée = $275 \times 10^3 \text{ [kN/m}^2]$

- $E = \text{Module d'élasticité longitudinale} = 210000 \times 10^3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $k = \text{Coefficient pris égale à } 0.30 \text{ pour les semelles de classes 1}$
- $t_w = \text{Epaisseur de l'âme} = 14.5\text{mm} = 14.5 \times 10^{-3} \text{ m}$
- $d = h - 2(t_f + r) = 390 \text{ mm} = 0.39 \text{ m}$

$$\Rightarrow \frac{0.39}{14.5 \times 10^{-3}} \leq 0.3 \times (210000 \times 10^3 / 275 \times 10^3) \times [68.38 \times 10^{-4} / 84.00 \times 10^{-4}]^{0.5}$$

$$\Rightarrow 26.90 \leq 206.70 \rightarrow \text{OK}$$

→ Le flambement de la semelle comprimée dans le plan d'âme est vérifié.

Conclusion : Le profilé HEB500 avec des raidisseurs d'âme en plaques d'épaisseur 12 mm espacées tous les 500 mm résiste à toutes les sollicitations et contraintes avec sécurité. Ce dernier sera donc choisi pour les poutres de roulement du pont roulant.

IV.7 Calcul du support du chemin de roulement

Le chemin de roulement est supporté par des consoles soudées sur le poteau de l'ossature principale du hangar que nous étudions. Ces consoles sont sollicitées par :

- Leurs poids propres
- Le poids propre du chemin de roulement (poutre + rail)
- Les charges verticales et horizontales transmises par les galets

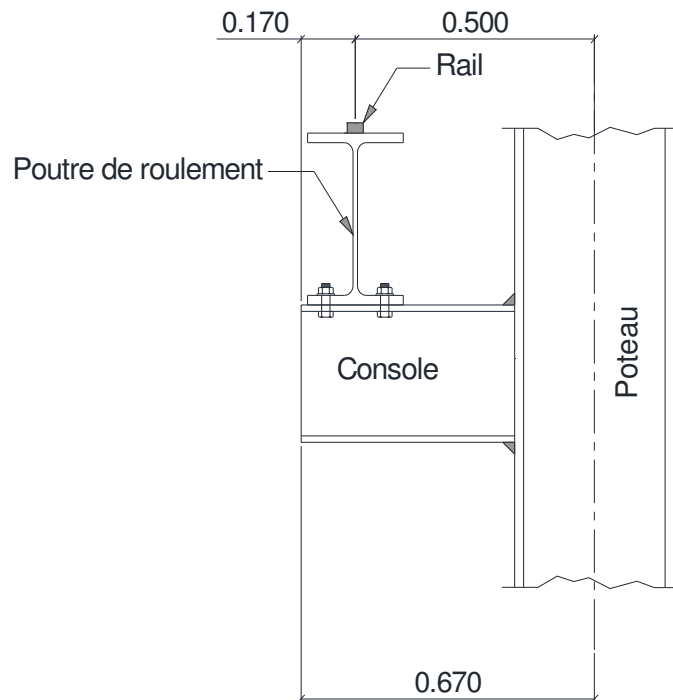


Figure IV.6 : Détail support du chemin de roulement

IV.7.1 Evaluation des charges

a. Poids propre de la console

Pour les consoles de supportage du chemin de roulement nous choisissons des profilés en HEA400.

$$P_c = 1.25 \text{ [kN/ml]}$$

b. Poids propre du chemin de roulement

Le poids propre du chemin de roulement est transmis aux consoles de supportage sous forme de charges concentrées. La charge transmise sur une seule console est :

$$P_{cr} = Q \cdot \frac{L}{2} = 7.46 \text{ [kN]}$$

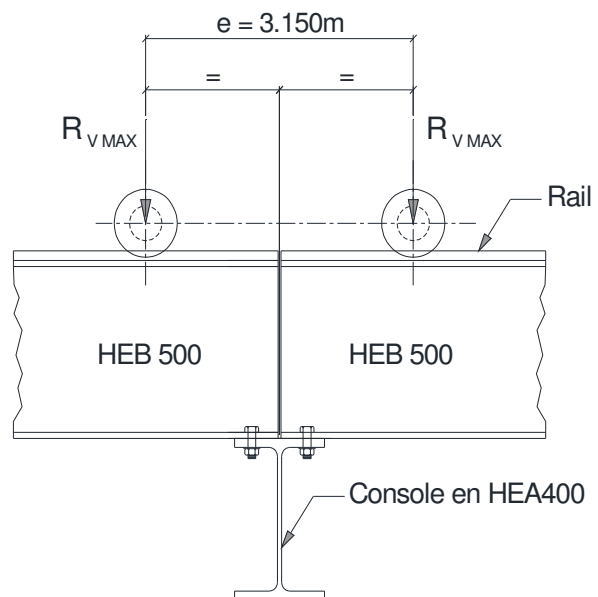
Avec :

- Q est le poids propre par mètre linéaire du chemin de roulement (poutre + rail)
- L est la longueur d'une travée du chemin de roulement égale à 7.50 m

c. Charges verticales

L'action verticale maximale est obtenue lorsque les deux galets d'un même sommier sont positionnés symétriquement par rapport à l'axe de la console.

$$P_{V \max} = 2 \times R_{V \max} \cdot \frac{(L - \frac{e}{2})}{L} = 178.89 \text{ [kN]}$$



d. Charges horizontales

Seul l'effet des charges horizontales longitudinales sera pris en compte pour l'étude de la console support du chemin de roulement. Les charges horizontales transversales seront reprises par un système de billettes spécialement conçus à cet effet et qui sera étudié dans le paragraphe IV.8.

Le cas le plus défavorable est obtenu en considérant que les deux charges horizontales longitudinales (R_{Lmax}) sont reprises par une seule console.

$$P_{Hmax} = 2 \cdot R_{Lmax} = 39.38 \text{ [kN]}$$

IV.7.2 Calcul des sollicitations internes

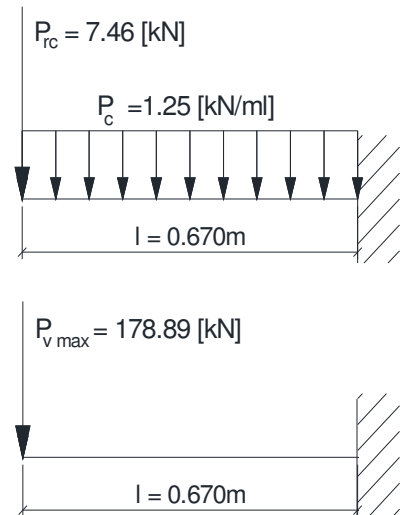
a. Sous charges verticales

$$M_{y1} = P_{rc} \cdot l + \frac{P_c \cdot l^2}{2} = 5.28 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{z1} = P_{rc} + P_c \cdot l = 8.30 \text{ [kN]}$$

$$M_{y2} = P_{vmax} \cdot l = 119.86 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{z2} = P_{vmax} = 178.89 \text{ [kN]}$$



- Efforts combinés pondérés

$$M_{y.sd} = 1.35 M_{y1} + 1.50 M_{y2} = 186.92 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{z.sd} = 1.35 V_{z1} + 1.50 V_{z2} = 279.54 \text{ [kN]}$$

b. Sous charges horizontales

$$M_{z2} = P_{Hmax} \cdot l = 26.38 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{y2} = P_{Hmax} = 39.38 \text{ [kN]}$$

- Efforts combinés pondérés

$$M_{z.sd} = 1.50 M_{z2} = 39.57 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{y.sd} = 1.50 V_{y2} = 59.07 \text{ [kN]}$$



IV.7.3 Vérification de la contrainte de flexion bi-axiale

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$ (section en H sans effort normal)

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 640.50 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{872.9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 218.23 \text{ [KN.m]}$$

$$\Rightarrow \left[\frac{186.92}{640.50} \right]^2 + \left[\frac{39.57}{218.23} \right]^1 \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.27 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

→ La flexion bi-axiale est vérifiée.

IV 7.4 Vérification du déversement

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec : $\beta_w = 1$ (section de classe 1)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 1.027$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} [\bar{\lambda}_{LT} - 0.2] + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.49$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ (profilés laminés)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = 0.076 < 0.40$$

$$\lambda_1 = 93.9 \xi = 86.80$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{(C_1)^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} = 6.64$$

$$C_1 = 1.879$$

« Tableau F.1.1 - Annexe f - EC3 »

$$\Rightarrow \frac{186.92}{1.027 \times 1 \times 2562 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{39.57}{872.9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.47 < 1 \rightarrow \text{Ok}$$

→ Le déversement est vérifié.

IV 7.4 Vérification de la flèche

a. Sous charges verticales

$$\delta_{\max} = \frac{l}{500} = 0.134 \text{ cm}$$

$$\mathcal{F}_v = \frac{P_c \cdot l^4}{8 E \cdot I_y} + (P_{v \max} + P_{rc}) \cdot \frac{l^3}{3 E \cdot I_y} = 0.020 \text{ cm}$$

$$[\mathcal{F}_v = 0.020 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 0.134 \text{ cm}] \rightarrow \text{OK}$$

→ La flèche sous les charges verticales est vérifiée.

b. Sous charges horizontales

$$\delta_{\max} = \frac{l}{500} = 0.134 \text{ cm}$$

$$\mathcal{F}_H = \frac{P_{H \max} \cdot l^3}{3 E \cdot I_z} = 0.022 \text{ cm}$$

$$[\mathcal{F}_H = 0.022 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 0.134 \text{ cm}] \rightarrow \text{OK}$$

→ La flèche sous les charges horizontales est vérifiée.

IV 7.5 Vérification du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \cdot \frac{(F_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_v \text{ est la section de cisaillement } \begin{cases} A_{vy} = 114 \text{ cm}^2 \\ A_{vz} = 53.33 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$[V_{y.sd} = 50.07 \text{ kN}] < [V_{ply.Rd} = 1645.45 \text{ kN}] \rightarrow \text{Ok}$$

$$[V_{z.sd} = 279.54 \text{ kN}] < [V_{plz.Rd} = 769.75 \text{ kN}] \rightarrow \text{Ok}$$

→ Le cisaillement est vérifié.

Conclusion: le profilé HEA400 convient parfaitement comme support du chemin de roulement.

IV.8 Vérification du système de stabilisation transversal

La stabilisation des poutres de roulement vis-à-vis des efforts provoqués par la réaction horizontale transversale due au roulement ainsi qu'à l'effet de freinage de direction du chariot du pont roulant est assurée par un système de fixation spéciale comme montré sur la figure IV.7 ci après. Ce système est composé de biellettes disposées de telle façon à attacher les poutres de roulement aux poteaux principaux du hangar afin de bloquer les mouvements et les rotations transversales de ces dernières et ce tout en libérant les mouvement longitudinaux notamment ceux dus à la dilatation thermique.

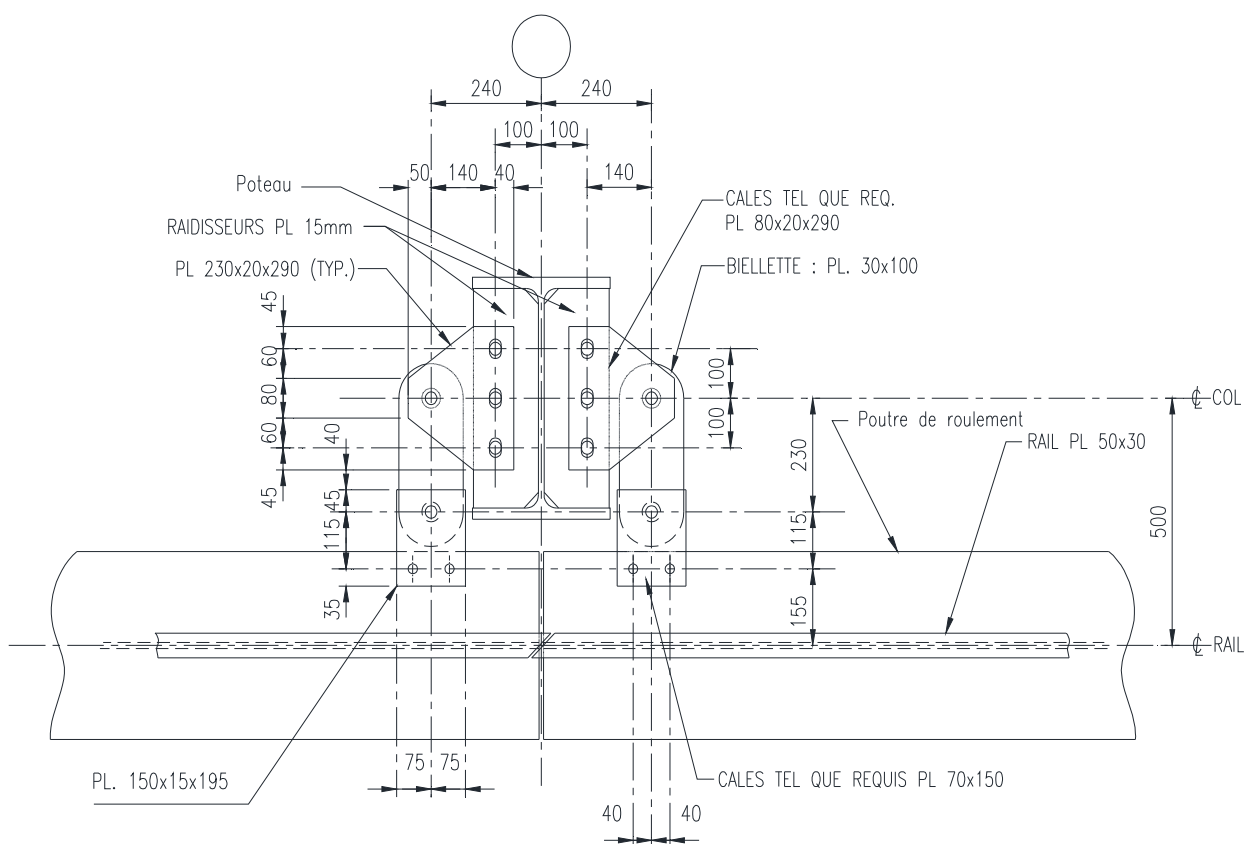


Figure IV.7 : Détail des biellettes de fixation de la poutre de roulement

IV.8.1 Vérification de la contrainte de traction

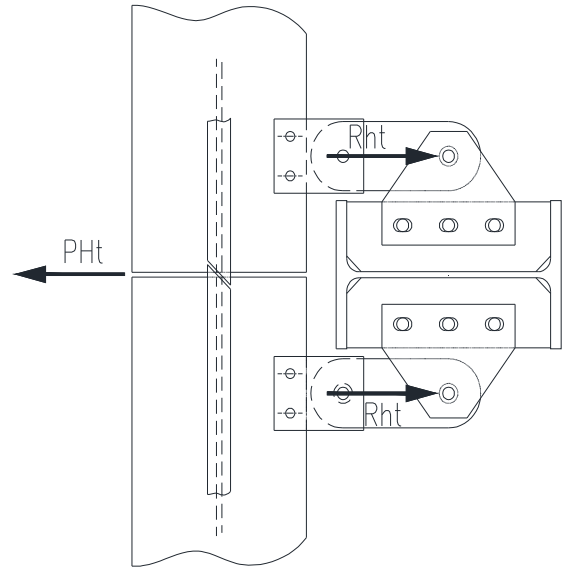
Les biellettes de la stabilisation sont sollicitées par les réactions horizontales transversales définies au paragraphe IV.5.4 du présent mémoire. Le cas le plus défavorable est rencontré lorsque les deux galets du même sommier se placent centrés par rapport à l'un des poteaux de la structure principale du hangar.

$$P_{Ht} = 2 R_{H1 \max} = 23.48 \text{ [kN]}$$

Avec : $R_{H1 \max} = 11.74 \text{ [kN]}$

$$R_{Ht} = \frac{P_{Ht}}{2} = 11.74 \text{ [kN]}$$

$$N_{sd} = 1.5 R_{Ht} = 17.61 \text{ [kN]}$$

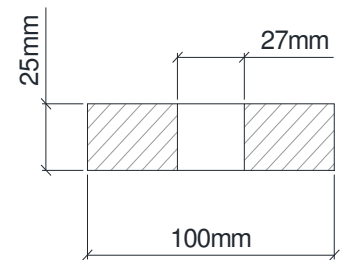


$$N_{pl.Rd} = A_n \cdot F_y / \gamma_{m0} = \frac{1825 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 456.25 \text{ [kN]}$$

Avec : $A_n =$ section nette d'une billette = $(100 - 27) \times 25 = 1825 \text{ mm}^2$

$$[N_{sd} = 17.61 \text{ kN}] < [N_{pl.Rd} = 456.25 \text{ kN}] \rightarrow \text{Ok}$$

→ La contrainte de traction est vérifiée.



IV.8.2 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b.Rd} = 1.5 t \cdot d \cdot F_y / \gamma_{Mb}$$

« Formule 6.12 - Page 6.36 - EC3 »

Avec :

- $d =$ diamètre du boulon = 25 mm
- $t =$ épaisseur de la pièce = 25 mm
- $\gamma_{Mb} =$ coefficient partiel de sécurité pour les assemblages = 1.25

$$F_{b.Rd} = 1.5 \times 25 \times 10^{-3} \times 25 \times 10^{-3} \times 275 \times 10^3 / 1.25 = 206.25 \text{ [kN]}$$

$$[N_{sd} = 17.61 \text{ kN}] < [F_{b.Rd} = 206.25 \text{ kN}]$$

→ La pression diamétrale est vérifiée.

Chapitre V « Etude sismique »

L'objet du présent chapitre est d'évaluer les actions sismiques susceptibles de solliciter notre structure. Plusieurs méthodes et approches existent pour l'évaluation et le calcul des forces sismique, parmi elles on peut citer :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe

Pour notre projet, nous avons choisit d'utiliser la méthode statique équivalent. Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage, sa hauteur limité et sa régularité en plan et en élévation. D'une manière générale, notre structure satisfait toutes les conditions énumérées dans l'article 4.1.2 des règles RPA99 version 2003 pour l'utilisation de la méthode statique équivalente. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.1 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 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{« Formule 4.1 - RPA99 / 2003 »}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone = 0.15 « Tableau 4.1 - RPA99 / 2003 »
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen
- R : Coefficient de comportement global de la structure
- Q : Facteur de qualité
- W : Poids totale de la structure

a. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Ce Coefficient est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{« Formule 4.2 - RPA99/2003 »}$$

Avec :

η : Facteur de correction de l'amortissement

T : Période fondamentale de la structure

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site $T_2 = 0.40$ « Site S3 - Tableau 4.7 - RPA 99/ 2003 »

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{« Formule 4.3 - RPA 99 / 2003 »}$$

$$\xi = 5\% \quad \text{« Tableau 4.2 - RPA 99 / 2003 »}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 5)} = 1.00$$

$$T = C_T \cdot h_N^{2/3}$$

Avec :

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage = 0.085

h_N : Hauteur de la structure = 13.25m

$$\Rightarrow T = 0.085 \times 13.25^{3/4} = 0.59 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 1.00 (0.40 / 0.59)^{2/3} = 1.93$$

b. Détermination du coefficient de comportement « R »

Pour notre structure : $R = 4$

« Tableau 4.3 - RPA 99 /2003 »

c. Détermination du facteur de qualité « Q »

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{« Formule 4.4- RPA 99 / 2003 »}$$

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Les valeurs de P_q extraite du tableau 4.4 - RPA 99/ 2003 sont données dans le tableau ci-après

Critère "q"	P_a	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur file de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.10 \text{ pour les sens longitudinal et transversale.}$$

d. Détermination du poids total de la structure

$$W_T = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \ll \text{Formule 4.5 - RPA 99 / 2003} \gg$$

Où :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation égale à 0.5 pour notre cas. « Tableau 4.5 – RPA 99/ 2003 »

$$W_{Gi} = 2347.15 \text{ [kN]}$$

$$W_{Qi} = 453.75 \text{ [kN]}$$

$$W_T = 2347.15 + 0.5 \times 453.75 = 2574.03 \text{ [kN]}$$

e. Calcul de la force sismique

$$V = \frac{A \cdot D \cdot \varphi}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.93 \times 1.1}{4} \times 2574.03 = 204.92 \text{ [kN]}$$

V.2 Distribution des forces sismiques

V.2.1 Distribution sur la hauteur

La force sismique est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule ci-après :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \ll \text{Formule 4.10 - RPA 99 / 2003} \gg$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_{hi}}{\sum_{j=1}^h W_j \cdot h_j} \quad \ll \text{Formule 4.11 - RPA 99 / 2003} \gg$$

Avec :

F_t : Effort horizontal au niveau i

h_i : Hauteur du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i et W_j : Poids revenant aux plancher i et j

La période $T = 0.59$ s déterminée lors du calcul de (D)

$$T = 0.59 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

Pour notre hangar considéré comme structure à un seul niveau $F_i = V = 204.92$ [kN].

V.2.2 Distribution horizontale

a. Sens longitudinale

Notre structure est contreventée longitudinalement par un palier de stabilité en X sur chacun des deux portiques longitudinaux.

$$F_x = \frac{F_i}{2} = \frac{204.92}{2} = 102.46 \text{ [kN]}$$

b. Sens transversal

Dans le sens transversal, la force sismique sera distribuée sur les 5 portiques de contreventement.

$$F_y = \frac{F_i}{5} = \frac{204.92}{5} = 40.98 \text{ [kN]}$$

V.3 Effet de torsion

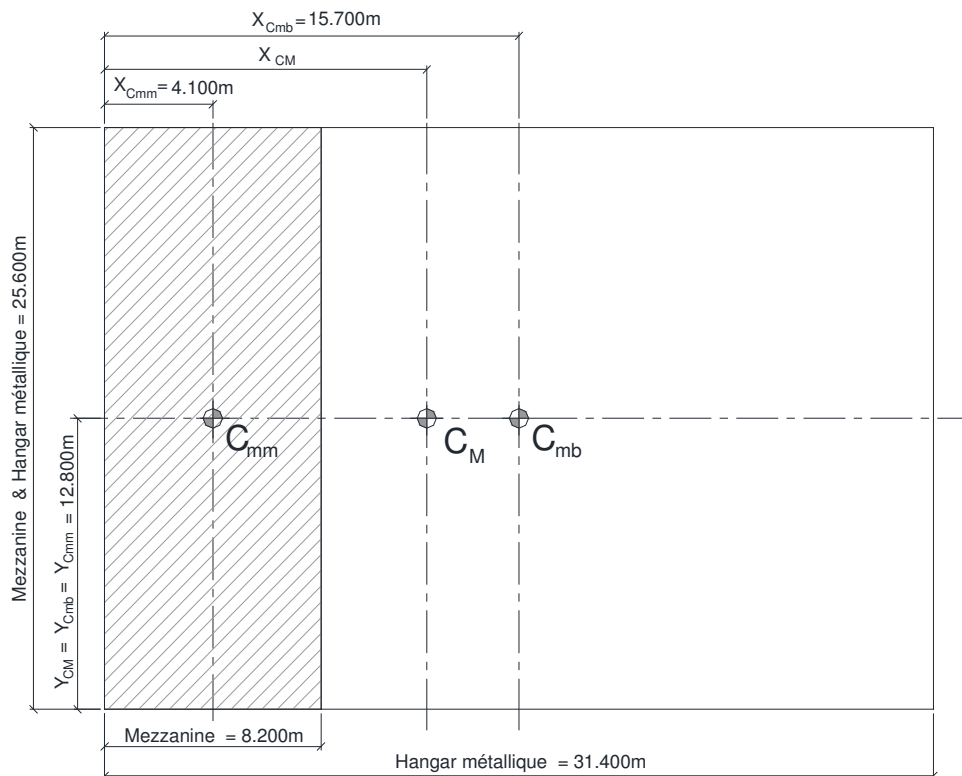
L'excentricité entre le centre de gravité de la structure qui représente le point d'application des forces sismiques appelé aussi centre de masses et le centre de rigidité de cette dernière qui représente le point de réaction du bâtiment appelé aussi centre de torsion engendre en plus des effets de translations des effets de torsion.

Les règles parasismiques algériennes RPA99/2003 prévoient dans leur article 4.2.7 de considérer pour l'excentricité la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5 % de la plus grande dimension en plan du bâtiment
- Excentricité théorique résultant des plans

V.3.1 Calcul de l'excentricité

a. Détermination du centre de masses

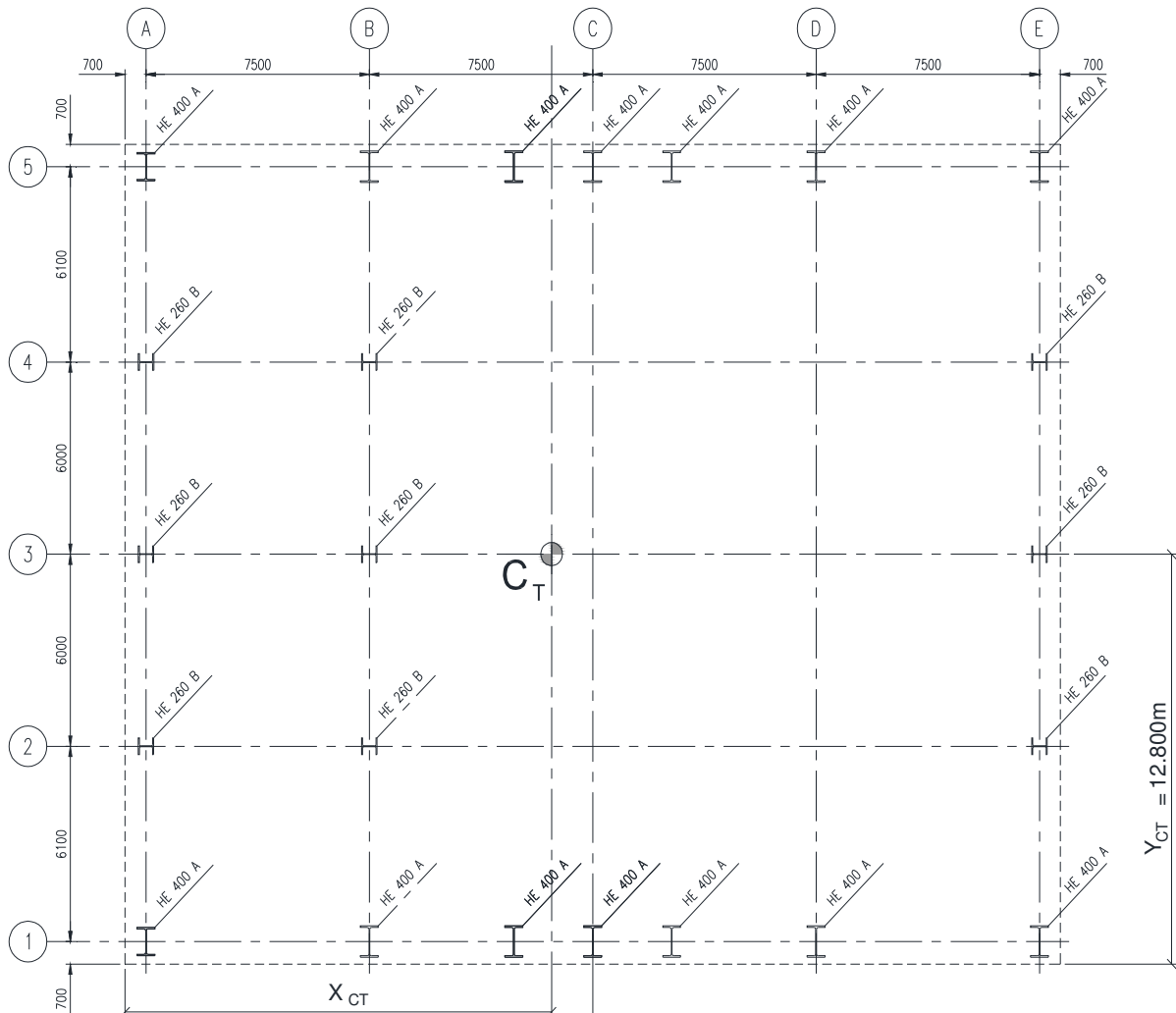


- C_{mb} = Centre de gravité du hangar métallique
- C_{mm} = Centre de gravité de la partie mezzanine
- C_M = Centre de gravité de tout le bâtiment

$$X_{CM} = \frac{\sum X_i \cdot W_i}{\sum W_i} = \frac{X_{Cmb} \cdot W_b + X_{Cmm} \cdot W_m}{W_b + W_m} = \frac{15.70 \times 1563.60 + 4.10 \times 813.50}{1563.60 + 813.50} = 11.73\text{m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum Y_i \cdot W_i}{\sum W_i} = \frac{Y_{Cmb} \cdot W_b + Y_{Cmm} \cdot W_m}{W_b + W_m} = \frac{12.80 \times 1563.60 + 12.80 \times 813.50}{1563.60 + 813.50} = 12.80\text{m}$$

b. Détermination du centre de torsion



$$X_{CT} = \frac{\sum X_i \cdot I_{xi}}{\sum I_i} = 14.38\text{m}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum Y_i \cdot I_i}{\sum I_i} = 12.80\text{m}$$

c. Détermination de l'excentricité

L'excentricité théorique est égale à :

$$e_x = X_{CT} - X_{CM} = 14.38 - 11.73 = 2.65\text{m}$$

$$e_y = Y_{CT} - Y_{CM} = 12.80 - 12.80 = 0.00\text{m}$$

L'excentricité minimale selon l'article 4.2.7 des règles RPA99/2003 :

$$e_x = e_y = 5\% L_{\max} = 0.05 \times 31.40 = 1.57\text{m}$$

L'excentricité à considérer sera donc :

$$e_x = 2.65\text{m}$$

$$e_y = 1.57\text{m}$$

V.3.1 Effort de torsion

a. Détermination de l'inertie de torsion

$$I_0 = \sum I_x \cdot (X_t)^2 + \sum I_y \cdot (Y_t)^2$$

Avec :

- X_t = La distance entre le centre du portique considéré et le centre de torsion dans la direction X.
- Y_t = La distance entre le centre du portique considéré et le centre de torsion dans la direction Y.

Pour les poteaux HEA400 :

$$\begin{aligned} \sum I_x \cdot (X_t)^2 = \sum I_z \cdot (X_t)^2 &= 2 \times 8564 \times 10^{-8} \times [(12.35)^2 + (4.85)^2 + (2.65)^2 + (5.30)^2 \\ &\quad + (10.15)^2 + (17.65)^2] = 0.107 \text{ m}^6 \end{aligned}$$

$$\sum I_y \cdot (Y_t)^2 = \sum I_y \cdot (Y_t)^2 = 7 \times 45070 \times 10^{-8} \times [(13.67)^2 + (10.53)^2] = 0.939 \text{ m}^6$$

Pour les poteaux HEB260 :

$$\sum I_x \cdot (X_t)^2 = \sum I_y \cdot (X_t)^2 = 3 \times 14920 \times 10^{-8} \times [(12.35)^2 + (4.85)^2 + (17.65)^2] = 0.218 \text{ m}^6$$

$$\sum I_y \cdot (Y_t)^2 = \sum I_z \cdot (Y_t)^2 = 3 \times 5135 \times 10^{-8} \times [(7.57)^2 + (1.57)^2 + (4.43)^2] = 0.012 \text{ m}^6$$

$$\Rightarrow I_0 = 0.107 + 0.939 + 0.218 + 0.012 = 1.276 \text{ m}^6 = 1.276 \times 10^{12} \text{ cm}^6$$

b. Détermination de l'effort tranchant

$$T_x = V_x \left[\frac{I_y}{\sum I_y} \right] + V_x \left[\frac{I_y}{I_0} (X_k \cdot e_y) \right] = 8.62 \text{ [kN]}$$

$$T_y = V_y \left[\frac{I_z}{\sum I_z} \right] + V_y \left[\frac{I_z}{I_0} (Y_k \cdot e_x) \right] = 20.14 \text{ [kN]}$$

Avec :

- X_k = La distance entre le centre du portique le plus éloigné et le centre de torsion dans la direction X.
- Y_k = La distance entre le centre du portique le plus éloigné et le centre de torsion dans la direction Y.

V.4 Conclusion

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux directions X et Y. Nous retiendrons donc uniquement l'action du vent pour le calcul des portiques et du contreventement de la structure.

Chapitre VI «dimensionnement des éléments structuraux »

VI.1 Introduction

Les éléments structuraux constituent l'ossature principale du hangar objet de notre étude. Ils représentent les éléments porteurs tel que les portiques (poteaux & traverses) ainsi que les éléments de stabilisation tel que les contreventements et les poutres de chaînage.

Vue la complexifié d'étudier ce genre de structure en utilisant les méthodes conventionnelles de résistance des matériaux, un model numérique à éléments finis a été crée dans le logiciel SAP 2000. Ce model nous a permis d'effectuer une analyse globale de la structure pour la détermination des efforts internes et des déformations.



Figure VI.1 : Model numérique de la structure extrait du logiciel SAP 2000

VI.2 Définition des charges

Les différentes charges sollicitant la structure ont été introduites automatiquement dans le logiciel SAP 2000. Les charges considérées sont :

- Charge permanente « G »
- Surcharge d'exploitation « Q »
- Charge du vent « W »
- Charge mobile du pont roulant « P_r »
- Charge de neige « S »

VI.3 Combinaison de charges

Les combinaisons de charges les plus défavorables conformément à l'Eurocod I et au règlement algérien CCM97 ont été considérées comme suit :

à l'ELU :

- $1.35 G + 1.5 Q + 1.5 P_r$
- $1.35 G + 1.5 W + 0.9 S$
- $1.35 G + 1.5 S + 0.9 W$
- $G + 1.5 W$
- $1.35 G + W + P_r$

à l'ELS :

- $G + Q + P_r$
- $G + W + S$
- $G + W$

VI.4 Résultats d'analyse extraits du SAP 2000

Nous donnons ci-après les principaux diagrammes des efforts internes les plus défavorables extraits du logiciel SAP 2000.

a. Effort sur les portiques

Les efforts internes sur le portique le plus défavorable sont donnés dans les diagrammes ci-après :

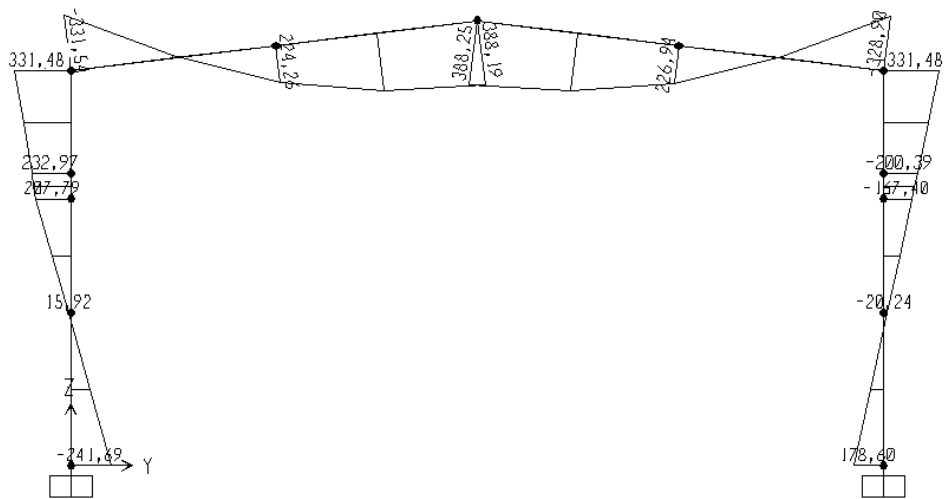


Figure VI.2 : Diagramme des moments « M_y »

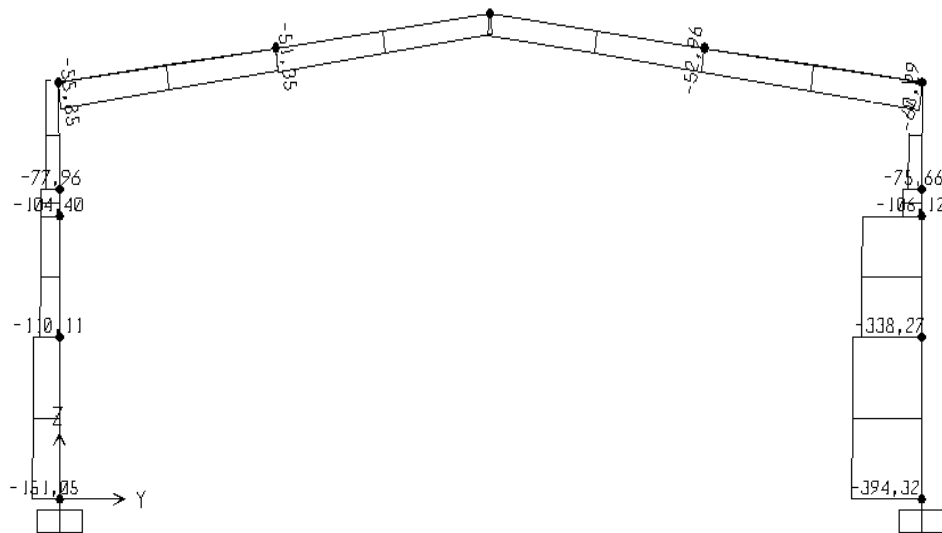


Figure VI.3 : Diagramme des efforts Normaux « N »

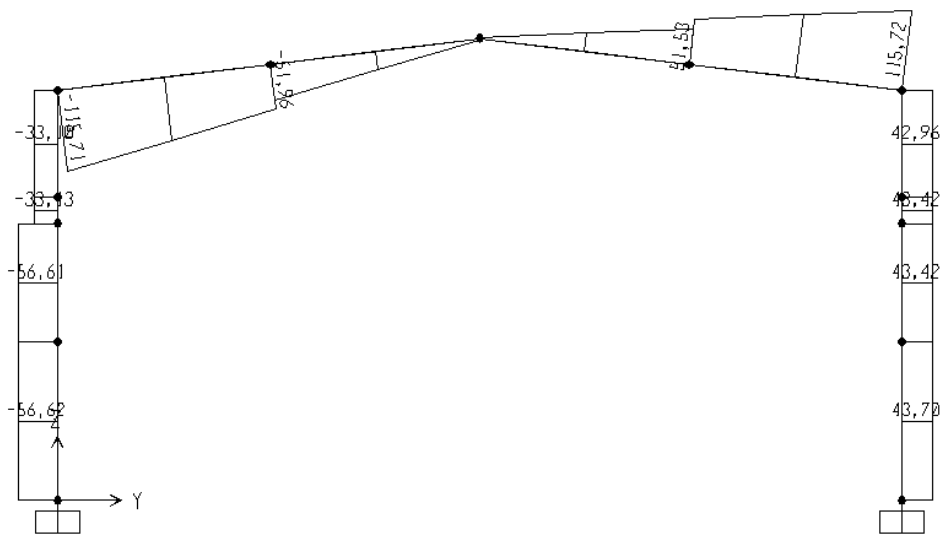


Figure VI.4 : Diagramme des efforts Tranchants « V »

b. Effort sur les poutres de chaînage

Les efforts internes sur les poutres de chaînage le plus défavorable sont donnés dans les diagrammes ci-après :

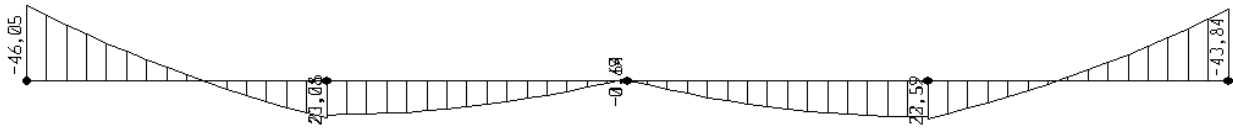


Figure VI.5 : Diagramme des moments « M_y »

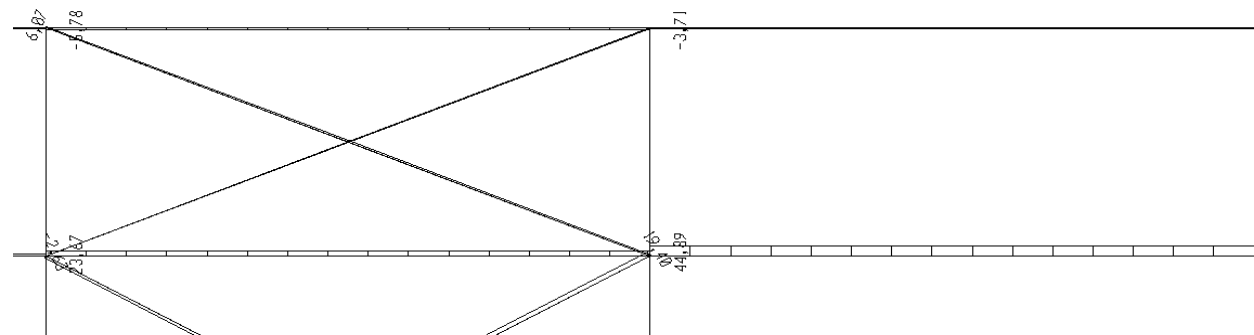


Figure VI.6 : Diagramme des efforts Normaux « N »

c. Effort sur les contreventements

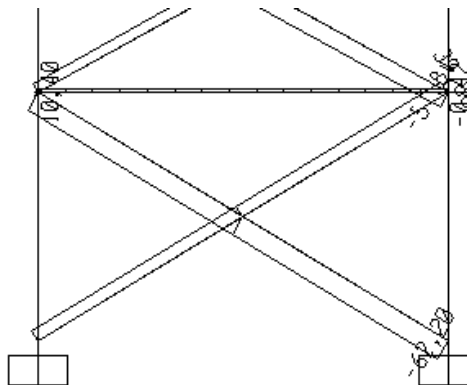


Figure VI.7 : Diagramme des efforts Normaux « N »

VI. 5 Vérification des poteaux « HEA400 »

Les poteaux travaillent en flexion composée bi-axiale. Les efforts maximum résultants du logiciel SAP 2000 pour les poteaux sont :

- $M_{y \max} = 331.48$ [kN]
- $M_{z \max} = 15.21$ [kN]
- $N_{\max} = 394.32$ [kN]
- $V_{z \max} = 56.62$ [kN]
- $V_{y \max} = 36.50$ [kN]

VI.5.1 Vérification de la flexion composée bi-axiale

Pour résister à la flexion composée bi-axiale, les poteaux doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \ll \text{Formule 5.51 - Page 5-81 - EC3} \gg$$

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \ll \text{formule 5.52. Page 5-84 - EC3} \gg$$

a. Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{\min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z]$$

- Flambement par rapport à l'axe Y-Y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.796$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y [\bar{\lambda}_y - 0.2] + \bar{\lambda}_y^2] = 0.883$$

$$\alpha_y = 0.21 \quad \ll \text{Courbe a – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3} \gg$$

$$\bar{\lambda}_y = [\frac{\lambda_y}{\lambda_1}] \cdot [\beta_A]^{0.5} = 0.80$$

$$\lambda_1 = \pi [\frac{E}{F_y}]^{0.5} = 93.9 \times \xi = 86.80$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{11.75}{16.84 \times 10^{-2}} = 69.77$$

- Flambement par rapport à l'axe Z-Z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = 0.778$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z [\bar{\lambda}_z - 0.2] + \bar{\lambda}_z^2] = 0.839$$

$$\alpha_z = 0.34 \quad \ll \text{Courbe b – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3} \gg$$

$$\bar{\lambda}_z = [\frac{\lambda_z}{\lambda_1}] [\beta_A]^{0.5} = 0.71$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{4.55}{7.34 \times 10^{-2}} = 61.99$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} [0.796 ; 0.778] = 0.788$$

b. Détermination des coefficients k_y , k_{LT} et k_z

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} = 1.11$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [2 \cdot \beta_{M,y} - 4] + \left[\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right] = - 1.01$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \simeq 1.00$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = -0.012$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} = 1.05$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z [2 \cdot \beta_{M,z} - 4] + \left[\frac{w_{pl,z} - w_{el,z}}{w_{el,z}} \right] = - 0.465$$

c. Détermination du coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.886$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} [\bar{\lambda}_{LT} - 0.2] + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.729$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (Profilés laminés)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = 0.61$$

$$\lambda_1 = 86.80 ; \beta_w = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} = 53.04$$

d. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque la condition ci-après est satisfaite :

$$V_{zsd} \leq 0.50 V_{plz,Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = A_{vz} \left[\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right] / \gamma_{mo} = 827.49 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow [V_{z.sd} = 56.62 \text{ kN}] < [0.5 V_{plz.Rd} = 413.74 \text{ kN}]$$

→ Il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique.

e. Vérification de l'incidence de l'effort normal

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'incidence de l'effort normal dans le calcul du moment de résistance plastique lorsque les deux conditions ci-après sont satisfaites :

$$N_{sd} \leq 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{F_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow 394.32 \text{ [kN]} < 562.50 \text{ [kN]} \rightarrow \text{ok}$$

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{plz.Rd} \Rightarrow 394.32 \text{ [kN]} < 3975.00 \text{ [kN]} \rightarrow \text{ok}$$

→ Il n'y a pas d'influence de l'effort normal sur le moment de résistance plastique.

f. Vérification des contraintes

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{394.32}{0.778 \times 159 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.11 \times 331.48}{2562 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.05 \times 15.21}{872.90 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.77 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{394.32}{0.778 \times 159 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 331.48}{0.886 \times 2562 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.05 \times 15.21}{872.9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1}$$

$$\leq 1 \Rightarrow 0.79 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La flexion composée avec risque de déversement est vérifiée.

VI.5.2 Vérification de la flèche

La flèche maximale déterminée avec le logiciel SAP 2000 pour les poteaux est $\mathcal{F} = 1.95 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{h_c}{400} = 2.175 \text{ cm} \quad \ll \text{Tableau 7-2 –page 38 –partie 6 - EC3}\gg$$

Avec : h_c représente la hauteur du niveau de l'appui du pont roulant.

$$\mathcal{F} = 1.95 \text{ cm} < \delta_{\max} = 2.175 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

→ la fleche et verifier

Conclusion : le HEA400 convient pour les poteaux de la structure.

VI.6 Vérification des traverses « IPE 600 »

Les traverses « poutres inclinées du portique » travaillent en flexion composée. Les efforts maximum résultants du logiciel SAP 2000 pour les poteaux sont :

$$M_{y_{\max}} = 388.25 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{z_{\max}} = 115.72 \text{ [kN]}$$

$$N_{\max} = 60.29 \text{ [kN]}$$

VI.6.1 Vérification de la flexion composée

Pour résister à la flexion composée, les traverses doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{W_{pl.y} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad \text{« Formule 5.51- Page 5.81- EC3 »}$$

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad \text{« Formule 5.52- Page 5.84 - EC3 »}$$

a. Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{\min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z]$$

- Flambement par rapport à l'axe Y-Y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y [\bar{\lambda}_y - 0.2] + \bar{\lambda}_y^2] = 0.71$$

$$\alpha_y = 0.21$$

« Courbe a – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3 »

$$\bar{\lambda}_y = [\frac{\lambda_y}{\lambda_1}] \cdot [\beta_A]^{0.5} = 0.58$$

$$\lambda_1 = \pi [\frac{E}{F_y}]^{0.5} = 93.9 \times \xi = 86.80$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{12.19}{24.3 \times 10^{-2}} = 50.16$$

- Flambement par rapport à l'axe Z-Z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z [\bar{\lambda}_z - 0.2] + \bar{\lambda}_z^2] = 1.85$$

$$\alpha_z = 0.34$$

« Courbe b – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3 »

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0.5} = 1.51$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{6.15}{4.66 \times 10^{-2}} = 130.81$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} [0.34 ; 0.89] = 0.34$$

b. Détermination des coefficients k_y et k_{LT}

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} = 1.01$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [2 \cdot \beta_{M,y} - 4] + \left[\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right] = -0.67$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \simeq 1.00$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.14$$

c. Détermination du coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.52$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} [\bar{\lambda}_{LT} - 0.2] + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1.35$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (Profilés laminés)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = 1.22$$

$$\lambda_1 = 86.80 ; \beta_w = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z / i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L_z / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} = 105.48$$

d. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque la condition ci-après est satisfaite :

$$V_{z\ sd} \leq 0.50 V_{plz.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = A_{vz} \left[\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right] / \gamma_{mo} = 2095.00 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow [V_{z\ sd} = 115.72 \text{ kN}] < [0.5 V_{plz.Rd} = 1047.50 \text{ kN}]$$

→ Il n'ya pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique.

e. Vérification de l'incidence de l'effort normal

Selon l'article 5.4.8.3 de l'Eurocod 3, on doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque l'une des deux conditions suivante est présente :

$$N_{sd} \geq 0.5 A_w \cdot F_y / \gamma_{mo} \quad [1] \quad \text{avec : } A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 72 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \geq 0.25 N_{pl.Rd} \quad [2] \quad \text{avec : } N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{sd} = 60.29 \text{ [kN]} \geq 0.5 \times 72 \times 10^{-4} \times 275 \times \frac{10^3}{1.1}$$

$$59.05 \text{ [kN]} \geq 900 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Non [1]}$$

$$N_{sd} = 60.29 \text{ [kN]} \geq 0.25 \times 156 \times 10^{-4} \times 275 \times \frac{10^3}{1.1} = 975 \text{ [kN]}$$

$$60.29 \text{ [kN]} \geq 975 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Non [2]}$$

Les conditions [1] et [2] citées ci-haut ne sont pas présents. Il n'ya pas d'influence du l'effort normal sur le moment de résistance.

f. Vérification des contraintes

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{60.29}{0.34 \times 156 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.01 \times 388.25}{3512 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.49 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{60.29}{0.34 \times 156 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 388.25}{0.52 \times 3512 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.90 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La Flexion composée avec risque de déversement et vérifier

VI.6.2 Vérification de la flèche

La flèche maximale déterminé par le logiciel SAP 2000 et $\mathcal{F} = 0.038\text{m} = 3.8\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{12.19}{200} = 0.06095 \text{ m} = 6.095 \text{ cm}$$

$$[\mathcal{F} = 3.8 \text{ cm}] \leq [\delta_{\max} = 6.095 \text{ cm}]$$

→ La flèche et vérifier

Conclusion : l'IPE 600 convient bien pour les traverses de notre structure.

VI.7 Poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont toutes les membrures qui assurent la liaison entre les différents portiques de la structure. Elles sont sollicitées principalement pas des efforts normaux mais aussi par des moments fléchissant due principalement à leurs poids propres et aux charges de vents. Les efforts maximum résultants du logiciel SAP 2000 sont :

$$M_{y\max} = 46.05 \text{ [kN]}$$

$$N_{\max} = 44.89 \text{ [kN]}$$

$$V_{\max} = 12.65 \text{ [kN]}$$

VI.7.1 Vérification de la flexion composée

Pour résister à la flexion composée, les poutres de chaînage doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{W_{pl.y} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

« Formule 5.51- Page 5.81- EC3 »

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad \ll \text{Formule 5.52- Page 5.84 - EC3} \gg$$

a. Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z]$$

- Flambement par rapport à l'axe Y-Y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.59$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y [\bar{\lambda}_y - 0.2] + \bar{\lambda}_y^2] = 1.15$$

$$\alpha_y = 0.34$$

« Courbe b – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3 »

$$\bar{\lambda}_y = [\frac{\lambda_y}{\lambda_1}] \cdot [\beta_A]^{0.5} = 1.01$$

$$\lambda_1 = \pi [\frac{E}{F_y}]^{0.5} = 93.9 \times \xi = 86.80$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{7.5}{8.54 \times 10^{-2}} = 87.82$$

- Flambement par rapport à l'axe Z-Z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = 0.26$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z [\bar{\lambda}_z - 0.2] + \bar{\lambda}_z^2] = 2.31$$

$$\alpha_z = 0.49$$

« Courbe c – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3 »

$$\bar{\lambda}_z = [\frac{\lambda_z}{\lambda_1}] [\beta_A]^{0.5} = 1.70$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{7.5}{5.07 \times 10^{-2}} = 147.93$$

$$\chi_{min} = \text{Min} [0.59 ; 0.26] = 0.26$$

b. Détermination des coefficients k_y et k_{LT}

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} = 1.045$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [2 \cdot \beta_{M,y} - 4] + \left[\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right] = - 1.29$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \approx 1.00$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.18$$

c. Détermination du coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.67$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} [\bar{\lambda}_{LT} - 0.2] + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1.084$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (Profilés laminés)}$$

$$= \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_1 = 86.80 ; \beta_w = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z / i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L_z / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} = 85.02$$

d. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque la condition ci-après est satisfaite :

$$V_{z\ sd} \leq 0.50 V_{plz.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = A_{vz} \left[\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right] / \gamma_{mo} = 358.39 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow [V_{z\ sd} = 12.65 \text{ kN}] < [0.5 V_{plz.Rd} = 179.195 \text{ kN}]$$

→ Il n'ya pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique.

e. Vérification de l'incidence de l'effort normal

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'incidence de l'effort normal dans le calcul du moment de résistance plastique lorsque les deux conditions ci-après sont satisfaites :

$$N_{sd} \leq 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 44.89 \text{ [kN]} < 226.25 \text{ [kN]} \rightarrow \text{ok}$$

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{plz.Rd} \Rightarrow 44.89 \text{ [kN]} < 488.12 \text{ [kN]} \rightarrow \text{ok}$$

→ Il n'y a pas d'influence de l'effort normal sur le moment de résistance plastique

f. Vérification des contraintes

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{44.89}{0.26 \times 78.1 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.045 \times 46.05}{642.5 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.39 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{44.89}{0.26 \times 78.1 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 46.05}{0.67 \times 642.5 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.52 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

→ La Flexion composée avec risque de déversement est vérifiée

Conclusion : l'HEB 200 assure une bonne résistance vis-à-vis des différentes sollicitations, on le choisit donc comme profilé des poutres de chaînage.

VI.8 Eléments de contreventement « L 130 x 130 x 10 »

Le contreventement travaille à la traction ou à la compression. L'effort normal maximal résultant du logiciel SAP 2000 est :

$$N_{max} = 62.20 \text{ [KN]}$$

Pour que le contreventement soit vérifié, il doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \quad \text{Avec : } N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = 25.2 \times 10^{-4} \times 275 / 1.1 \times 10^3 = 630 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow 62.20 \text{ [kN]} < 630 \text{ [kN]} \rightarrow \text{OK}$$

Conclusion : le L130x130x10 convient bien pour les éléments de contreventements

Chapitre VII «Etude des assemblages »

VII.1 Introduction

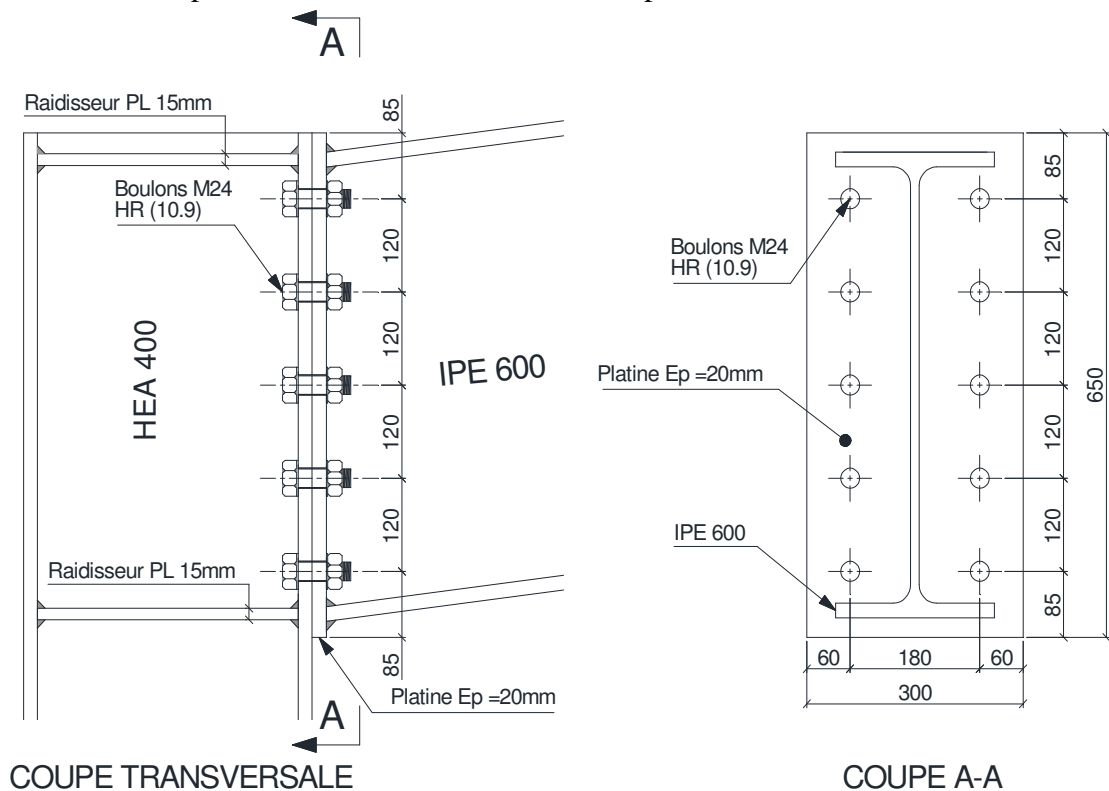
Les assemblages constituent les dispositifs permettant de réunir et de solidariser les pièces d'une structure. Ils doivent assurer la transition et la répartition des divers efforts et sollicitations entre les pièces assemblées sans génération d'efforts parasites. Les assemblages ne doivent en aucun cas constituer le point faible de la structure.

VII.2 Assemblage poteau-traverse

Comme le montre le schéma ci-après, la liaison poteau-traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau.

Dix boulons M24 de classe HR (10.9) répartis de telle sorte à reprendre efficacement les efforts notamment de flexion seront utilisés.

Des raidisseurs formés par des plaques de 15mm d'épaisseur seront rajoutés pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimés et cisailées.



VII.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts maximums à prendre en considération pour le calcul de l'assemblage poteau-traverse sont :

$$M_{sd} = 331.48 \text{ [kN.m]}$$

$$N_{sd} = 60.29 \text{ [kN]}$$

$$V_{sd} = 115.72 \text{ [kN]}$$

VII.2.2 Dispositions constructives

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour un assemblage formé par deux fils de 5 boulons HR (10.9) $\Phi 24$ mm. L'épaisseur des platines d'assemblage est de 20mm.

Afin d'assurer un contact parfait entre les pièces assemblées par boulonnage tout en évitant la rupture de la tôle d'assemblage lorsque la pince est trop faible et dans le but de faciliter la mise en place et le serrage des boulons, les dispositions constructives ci-après doivent être considérées.

a. Pince longitudinale e_1

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 26\text{mm} \Rightarrow 1.2 \times 26 \leq e_1 \leq 12 \times 19$$

$$31.20\text{mm} \leq e_1 \leq 228\text{mm} \rightarrow \text{On prend } e_1 = 85\text{mm}$$

b. Pince transversale e_2

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$39\text{mm} \leq e_2 \leq 228\text{mm} \rightarrow \text{On prend } e_2 = 60\text{mm}$$

VII.2.3 Soudure de la platine

Pour la soudure de la platine d'assemblage de la traverse en IPE600, nous choisissons un cordon de soudure avec une épaisseur $a = 10$ mm.

a. Soudure de la semelle tendue

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{331.48 \times 10^3}{600} + 60.29 = 612.76 \text{ [kN]}$$

$$R_s = (0.7 \cdot a \cdot \sqrt{2} \cdot L \cdot F_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10 \times \sqrt{2} \times 400 \times 355 \times 10^{-3}) / 1.1 = 1277.93 \text{ [kN]}$$

$$N_d = 612.76 \text{ [kN]} < R_s = 1277.93 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Soudure de l'âme

$$V_{sd} = 115.72 \text{ [kN]}$$

$$R_s = (0.7 \cdot a \cdot \sqrt{2} \cdot L \cdot F_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10 \times \sqrt{2} \times 1028 \times 355 \times 10^{-3}) / 1.1 = 3284.29 \text{ [kN]}$$

$$V_{sd} = 115.72 \text{ [kN]} < R_s = 3284.29 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.4 Assemblage boulonné

La liaison poteau –traverse est assurée par un assemblage à serrage contrôlé résistant au glissement. L'effort de précontrainte appliqué par serrage des boulons à haute résistance formant cet assemblage développe une force de frottement entre les pièces assemblées, ce frottement donne à l'assemblage une forte résistance au glissement. Afin d'améliorer la résistance au glissement de l'assemblage, les faces assemblées seront traitées par grenailage ou sablage suivi d'une application de peinture au silicate de zinc alcalin d'une épaisseur de 50 à 80 µm de telle sorte à obtenir des faces de classe B selon l'Aurocod 3.

a. Vérification de la résistance à la flexion

- Hauteur de la partie comprimée

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 19.00 \sqrt{\frac{220}{12}} = 81.35 \text{ mm}$$

- Effort de précontrainte dans le boulon

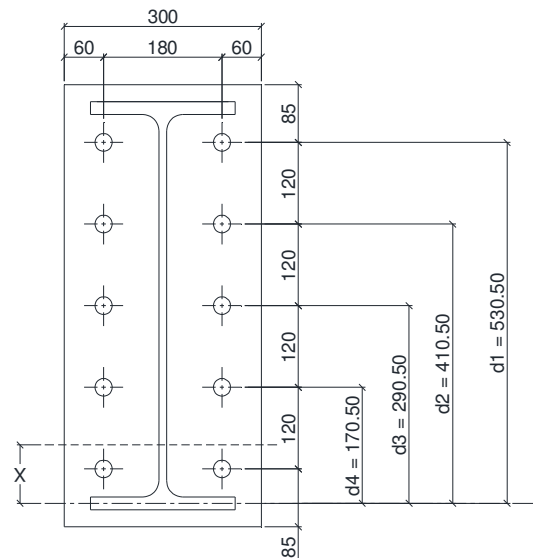
$$F_p = 0.7 \cdot f_{bu} \cdot A_s$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2 ; f_{bu} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 247.10 \text{ [kN]}$$

- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$



Avec : n est le nombre de boulons dans une rangée horizontale

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 247.10 \times (170.50^2 + 290.50^2 + 410.50^2 + 530.50^2) \times 10^{-3}}{530.50} = 524.85 \text{ [kN.m]}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage

$$M_{Rd} = 524.85 \text{ [kN.m]} < M_{sd} = 331.48 \text{ [kN.m]} \rightarrow \text{Ok}$$

→ L'assemblage résiste à la flexion.

b. Vérification de la résistance au cisaillement

- Effort résistant par boulon

$$V_{Rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{M2}} = 1.0 \times 1 \times 0.40 \times 247.10 / 1.1 = 89.85 \text{ [kN]}$$

Avec :

- $K_s = 1.0$ Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $M = 1$ Un plan de frottement
- $\mu = 0.40$ Coefficient de frottement Classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p = 247.10 \text{ [kN]}$ Force de précontrainte par boulon

- Effort tranchant par boulon

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{115.72}{10} = 11.57 \text{ [kN]}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage

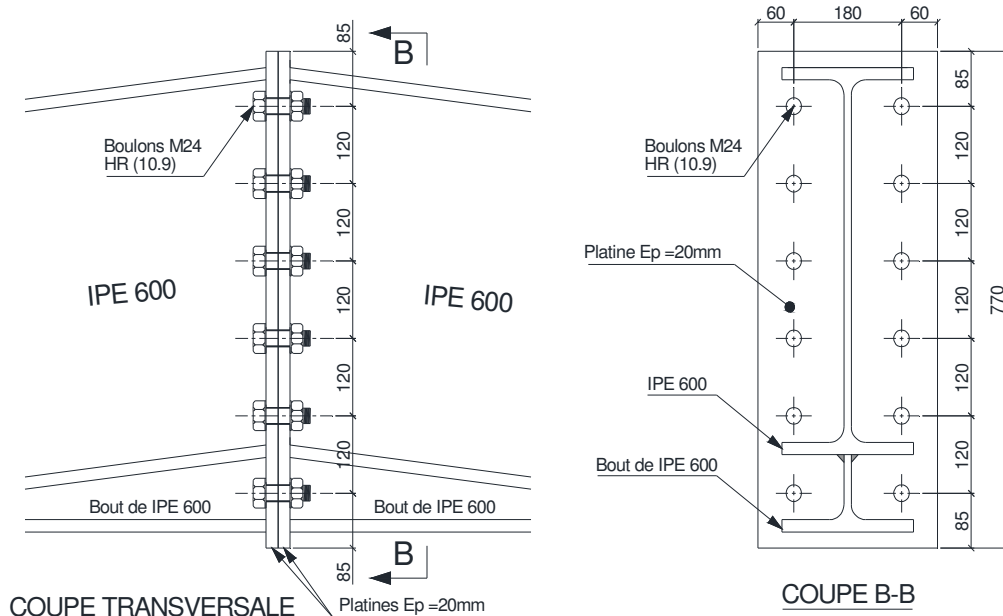
$$V_{pb} \leq V_{Rd} \Rightarrow 11.57 \text{ [kN]} < 89.85 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Ok}$$

→ L'assemblage résiste à l'effort tranchant.

Conclusion : l'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts et sollicitations qui lui sont appliquées.

VII.3 Assemblage de faîtage

Pour des raisons de transport, les fermes de toit composées de traverses en IPE 600 seront réalisées en deux morceaux qui seront assemblés sur chantier. Comme le montre le schéma ci-après, la liaison de faîtage est réalisée au moyen de 12 boulons M24 de classe HR (10.9).



VII.3.1 Efforts sollicitant

Les efforts maximums à prendre en considération pour le calcul de l'assemblage de faîtage sont :

$$M_{sd} = 388.25 \text{ [kN.m]}$$

$$N_{sd} = 52.96 \text{ [kN]}$$

$$V_{sd} = 51.96 \text{ [kN]}$$

VII.3.2 Dispositions constructives

Dans le but d'améliorer la résistance de l'assemblage de faîtage, des bouts d'IPE 600 seront rajoutés sur la partie basse de ce dernier. Des plaques de 20mm d'épaisseur seront utilisées comme platine d'assemblage, ces patines seront liées par deux rangées de 6 boulons M24 de classe HR (10.9) repartis de telle sorte à optimiser la transmission des efforts.

a. Pince longitudinale e_1

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 26\text{mm} \Rightarrow 1.2 \times 26 \leq e_1 \leq 12 \times 19$$

$$31.20\text{mm} \leq e_1 \leq 228\text{mm} \rightarrow \text{On prend } e_1 = 85\text{mm}$$

b. Pince transversale e_2

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$39\text{mm} \leq e_2 \leq 228\text{mm} \rightarrow \text{On prend } e_2 = 60\text{mm}$$

VII.3.3 Soudure de la platine

Pour la soudure des platines d'assemblage des la traverse en IPE600, nous choisissons un cordon de soudure avec une épaisseur $a = 10\text{mm}$.

a. Soudure de la semelle tendue

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{388.25 \times 10^3}{600} + 52.96 = 700.04 \text{ [kN]}$$

$$R_s = (0.7 \cdot a \cdot \sqrt{2} \cdot L \cdot F_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10 \times \sqrt{2} \times 400 \times 355 \times 10^{-3}) / 1.1 = 1277.93 \text{ [kN]}$$

$$N_d = 700.04 \text{ [kN]} < R_s = 1277.93 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Soudure de l'âme

$$V_{sd} = 51.96 \text{ [kN]}$$

$$R_s = (0.7 \cdot a \cdot \sqrt{2} \cdot L \cdot F_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10 \times \sqrt{2} \times 1268 \times 355 \times 10^{-3}) / 1.1 = 4051.05 \text{ [kN]}$$

$$V_{sd} = 51.96 \text{ [kN]} < R_s = 4051.05 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.3.4 Assemblage boulonné

Comme c'est le cas pour l'assemblage poteau-traverse, la liaison de fûtage est assurée par un assemblage à serrage contrôlé résistant au glissement.

a. Vérification de la résistance à la flexion

- Hauteur de la partie comprimée

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 19.00 \times \sqrt{\frac{220}{12}} = 81.35 \text{ mm}$$

- Effort de précontrainte dans le boulon

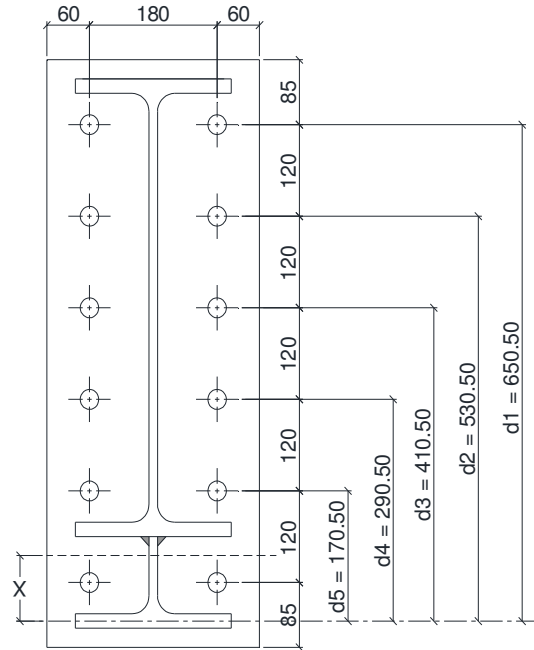
$$F_p = 0.7 f_{bu} \cdot A_s$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2 ; f_{bu} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 247.10 \text{ [kN]}$$

- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$



Avec : n est le nombre de boulons dans une rangée horizontale

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 247.10 \times (170.50^2 + 290.50^2 + 410.50^2 + 530.50^2 + 650.50^2) \times 10^{-3}}{650.50}$$

$$= 749.50 \text{ [kN.m]}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage

$$M_{Rd} = 749.50 \text{ [kN.m]} < M_{sd} = 388.25 \text{ [kN.m]} \rightarrow \text{Ok}$$

→ L'assemblage résiste à la flexion.

b. Vérification de la résistance au cisaillement

- Effort résistant par boulon

$$V_{Rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{M2}} = 1.0 \times 1 \times 0.40 \times 247.10 / 1.1 = 89.85 \text{ [kN]}$$

Avec :

- $K_s = 1.0$ Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $M = 1$ Un plan de frottement
- $\mu = 0.40$ Coefficient de frottement Classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p = 247.10 \text{ [kN]}$ Force de précontrainte par boulon

- Effort tranchant par boulon

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{51.96}{12} = 4.33 \text{ [kN]}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage

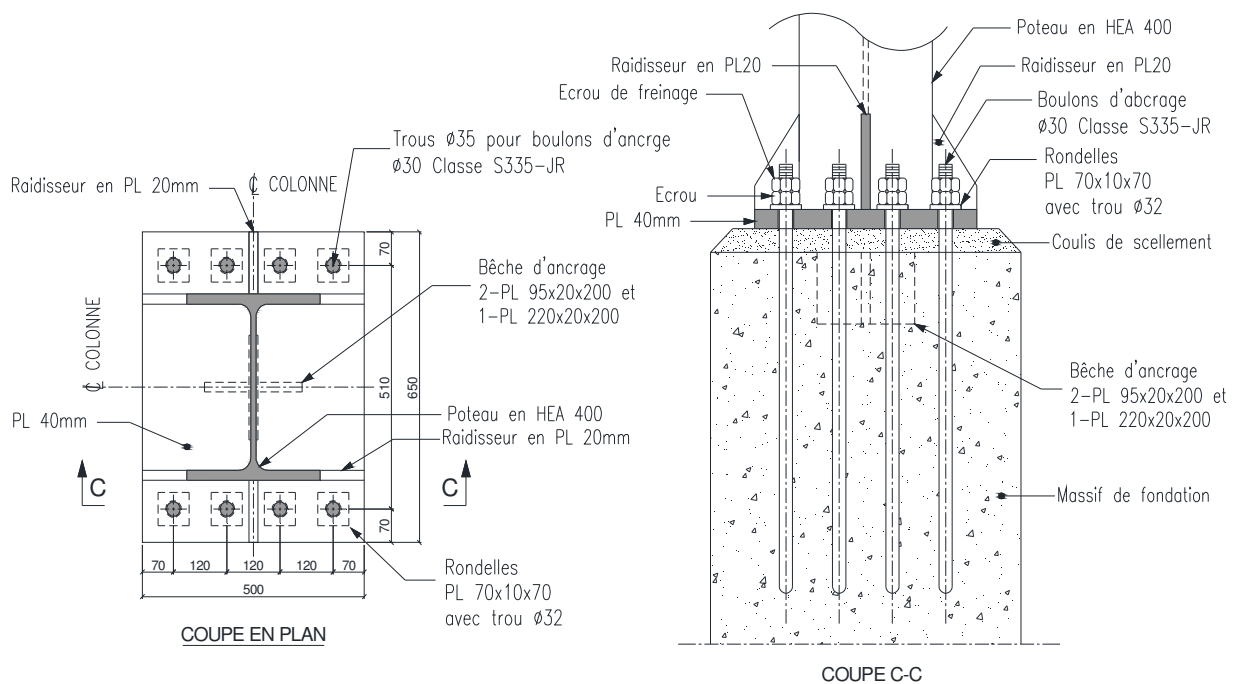
$$V_{pb} \leq V_{Rd} \Rightarrow 4.33 \text{ [kN]} < 89.85 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Ok}$$

→ L'assemblage résiste à l'effort tranchant.

Conclusion : l'assemblage de faitage (traverse-traverse) tel que conçu résiste à tous les efforts et sollicitations qui lui sont appliquées.

VII.4 Assemblage des pieds de poteaux

Cette partie traite les liaisons entre les pieds de poteaux et les fondations de l'ouvrage. Cette liaison considérée comme un encastrement lors de la modélisation de la structure dans le logiciel SAP 2000 doit assurer la transmission des efforts normaux, efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant. Comme montré sur le schéma ci-après, la connexion des pieds de poteaux est assurée par deux rangées de 4 boulons d'ancrage $\Phi 30$ de classe S 355-JR qui lient la platine d'assise de 40mm d'épaisseur à la fondation. Une bêche d'ancrage formé par des plaques de 20mm a été prévue pour reprendre les efforts de cisaillement.



VII.4.1 Efforts sollicitant

Les efforts maximums à prendre en considération pour le calcul des pieds de poteaux sont :

$$M_{sd} = 241.69 \text{ [kN.m]}$$

$$N_{sd} = 425.94 \text{ [kN]}$$

$$V_{sd} = 56.62 \text{ [kN]}$$

VII.4.2 Vérification de la plaque d'assise

Les plaques d'assise sont formées par des platines en acier grade S275-JR de dimensions 650x500x40mm. Ces plaques sont soudées aux bas des poteaux par un cordon de soudure de 10mm d'épaisseur sur le contour de la section du profilé. Des raidisseurs en plaques de 20mm d'épaisseur sont rajoutés pour améliorer l'inertiel de l'assise.

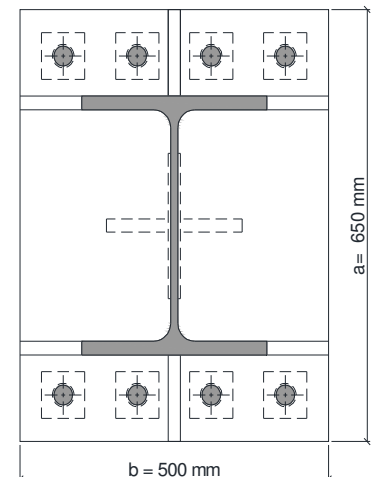
$$\sigma = \frac{N_{sd}}{a \cdot b} + \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma = \frac{425.94 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.50} + \frac{241.69 \times 10^{-3}}{(0.50 \times 0.65^3) / 12} \times \frac{0.65}{2} = 8.17 \text{ [MPa]}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow 8.17 \text{ [MPa]} < 25.00 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Ok}$$

Avec : $\bar{\sigma}_b$ est la contrainte admissible du béton = 25.00 [MPa]



VII.4.3 Vérification des tiges d'ancrage

L'effort admissible par tige d'ancrage est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned} F_{anc.Rd} &= \pi \cdot \phi \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4 r + 3.5 l_2) \\ &= 3.14 \times 0.03 \times 1.2 \times 10^3 \times (0.60 + 6.4 \times 0.09 + 3.5 \times 0.06) \\ &= 156.67 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

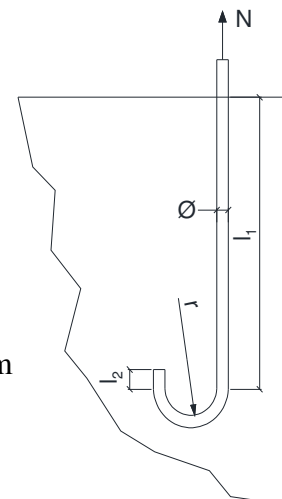
Avec :

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.20 \text{ [MPa]}$$

$$\Phi = 30\text{mm} ; r = 3 \Phi = 90\text{mm} ; l_1 = 20 \Phi = 600\text{mm} ; l_2 = 2 \Phi = 60\text{mm}$$

$f_{ck} = 25 \text{ [MPa]}$ est la résistance du béton à la compression

$\gamma_c = 1.5$ est un coefficient de sécurité partiel



On doit vérifier que :

$$\frac{N}{4} \leq F_{\text{anc.Rd}} \quad \ll 4 \text{ est le nombre de boulons qui reprenne l'effort de traction } N \gg$$

$$N = \text{Max} [N1 ; N2] = 367.22 \text{ [kN]}$$

Avec :

- $N1 = 81.84 \text{ [kN]}$ est l'effort de soulèvement maximum causé par le vent.
- $N2$ est l'effort de traction induit par le moment fléchissant et l'effort normal maximum

$$\begin{aligned} N2 &= \frac{M_{sd}}{I} \cdot V \cdot \frac{a \cdot b}{4} - \frac{N_{sd}}{a \cdot b} \cdot \frac{a \cdot b}{2} \\ &= \frac{241.69}{0.011} \times 0.325 \times \frac{0.65 \times 0.50}{4} - \frac{425.94}{0.65 \times 0.50} \times \frac{0.65 \times 0.50}{2} = 367.22 \text{ [kN]} \\ \Rightarrow \frac{N}{4} &= 91.81 \text{ [kN]} < F_{\text{anc.Rd}} = 156.67 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Ok} \end{aligned}$$

Conclusion : les bases de poteaux tel que conçues résistent à tous les efforts et sollicitations qui leur sont appliquées.

Chapitre VIII «Etude des fondations »

VIII.1 Introduction

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise. Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

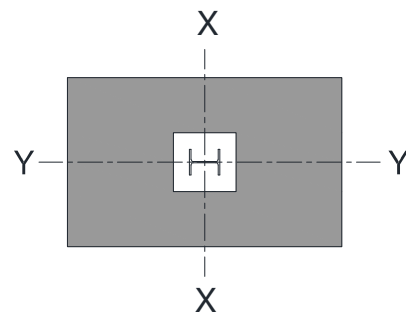
VIII.2 Charges à considérer

Les efforts maximum résultants du logiciel SAP2000 pour la fondation la plus défavorable sont :

$$M_{x \max} = 241.88 \text{ [kN.m]}$$

$$N_{\max} = 425.94 \text{ [kN]}$$

$$V_{y \max} = 56.69 \text{ [kN]}$$



Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol d'assise de notre ouvrage est :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

VIII.3 Vérification de la contrainte du sol

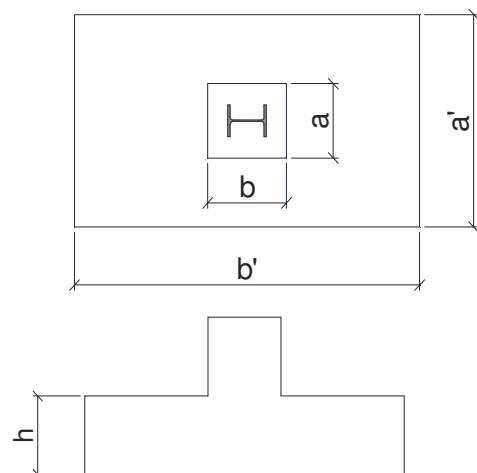
$$a = 0.700\text{m}$$

$$b = 0.800\text{m}$$

$$\acute{a} = 2.00\text{m}$$

$$\acute{b} = 4.00 \text{ m}$$

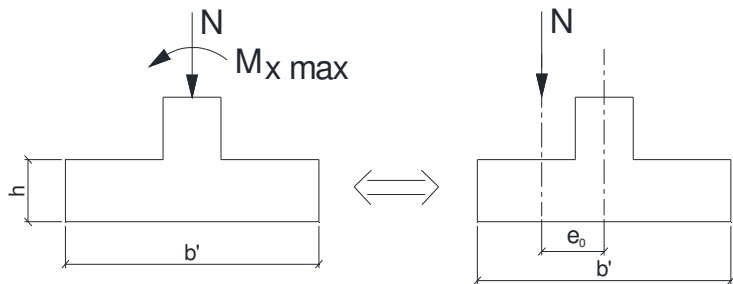
$$h = (b - \acute{b}) / 4 = (4.00 - 0.800) / 4 = 0.80 \text{ m}$$



a. Calcul de l'excentricité

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 .

$$e_0 = \frac{M_{x\max}}{N} = \frac{241.88}{425.94} = 0.57\text{m}$$

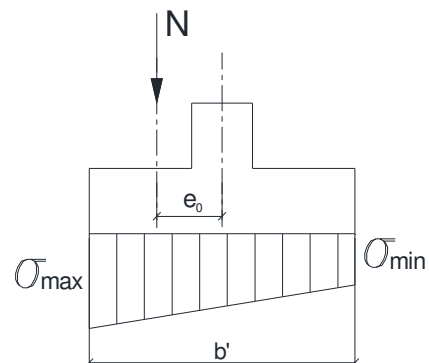


b. Vérification des contraintes

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle. La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \frac{b}{6} \Rightarrow 0.57 \text{ [m]} \leq 0.67 \text{ [m]} \rightarrow \text{ok}$$

→ Il n'existe aucune traction dans le sol.



$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{N}{a \times b} \times \left(1 + \frac{6 e_0}{b}\right) = \frac{425.94}{2.00 \times 4.00} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.57}{4.00}\right) = 98.76 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

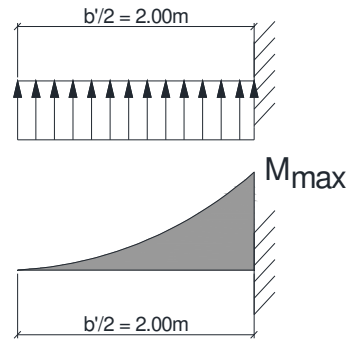
$$[\sigma_{\text{Max}} = 98.76 \text{ kN/m}^2] \leq [\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200.00 \text{ kN/m}^2] \rightarrow \text{ok}$$

→ Les contraintes dans le sol sont vérifiées.

VIII.4 Ferrailage de la fondation

Il existe deux méthodes pour le calcul des semelles isolées rectangulaires (la méthode de bielles et la méthode des consoles). Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenue par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{98.76 \times 2.00^2}{2} = 197.52 \text{ [kN.m]}$$



a. Détermination des armatures

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

- Etat limite de compression de béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15.00 \text{ MPA}$$

« Article A.4.5.2 –BAEL91»

- Etat limite d'ouverture de fissures

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 F_e; \text{Max} (0.5 F_e; 110 \sqrt{\eta \cdot F_{t28}})] = 250.00 \text{ MPA}$$

Avec : η est le coefficient de fissuration égale à 1.6 pour les barres à haute adhérence.

F_{t28} est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPA.

$$\bar{\alpha}_{rb} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.47$$

$$M_{rb} = 1/2 \bar{\alpha}_{rb} \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{rb}}{3}\right) b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}$$

$$= 1.672 \times 10^3 = 1672.17 \text{ [kN.m]}$$

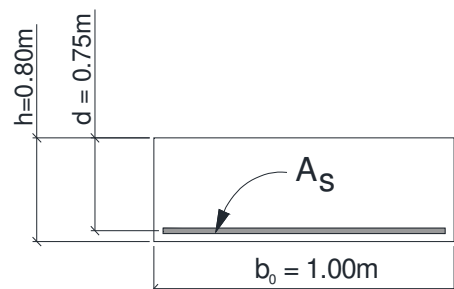
$$M_{rb} = 1672.17 \text{ [kN.m]} > M_{ser} = 197.52 \text{ [kN.m]}$$

⇒ Les armatures comprimé sont nuls ($A_s = 0$)

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = 1.40$$

$$\bar{z}_{rb} = \frac{15}{16} \cdot d \cdot \frac{40 \mu_s + 1}{54 \mu_s + 1} = 0.52$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{rb} \cdot \bar{\sigma}_s} = 15.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



b. Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$\rho \leq 0.23 \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \ll \text{Article A.4.2.1- BAEL91} \gg$$

$$\Rightarrow A_s \leq \frac{0.23 b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e}$$

$$\Rightarrow A_s \leq 7.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conclusion :

- Nous choisissons pour la nappe inférieure des HA20 espacés tous les 18 cm soit une section d'armature $A_s = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Pour la nappe supérieure, nous prévoyons des armatures en HA14 espacées tous les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

VIII.5 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \quad 20 \text{ [kN]} \quad \ll \text{Article 10.1.1 - RPA99 / version 2003} \gg$$

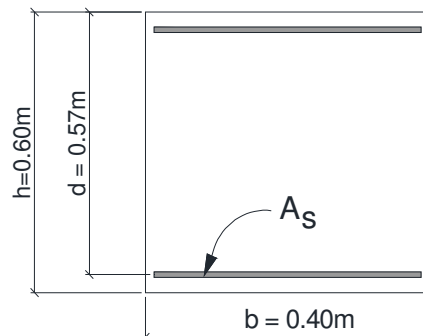
Avec :

- N est l'effort normal maximal = 425.94 [kN]
- α est un coefficient fonction de la zone sismique = 15 (zone II – site ferme)

$$\Rightarrow F = \frac{425.94}{15} = 28.40 \text{ [kN]}$$

a. Armature longitudinales en traction simple

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{28.40}{434 \times 10^3} \times 10^4 = 0.65 \text{ cm}^2$$



b. Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 0.400 \times 0.57 \times \frac{2.1}{500} \times 10^4 = 2.2 \text{ cm}^2$$

c. ferrailage minimum selon le RPA / version 2003

$$A_{s\min} = 0.006 \times b \times h = 14.4 \text{ cm}^2$$

Conclusion: Nous choisissons pour les armatures longitudinales des longrines

$$10 \text{ HA16} = 20.10 \text{ cm}^2$$

d. Armature transversales

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{t\min} \geq \frac{0.40 b_0 \cdot s_t}{F_e} \Rightarrow A_{t\min} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Avec : s_t est l'espacement des armatures transversales pris égale à 15cm.

Nous prévoyons installer pour les longrines des cadres en HA8 avec un espacement de 15 cm.

Conclusion

La formation de l'homme n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire notamment dans un domaine aussi vaste qu'est la construction métallique.

Ce travail m'a permis d'approfondir mes connaissances théoriques acquises le long de mes années de formation, il m'a aussi permis de mettre en pratique ces connaissances notamment en étudiant un cas réel de structure métallique.

J'ai eu à la fois à effectuer des calculs manuels lorsque cela est possible et aussi à faire des calculs nécessitant l'utilisation de logiciels de modélisation (SAP 2000) lorsque la complexité de l'ouvrage l'impose.

Cette expérience m'a permis de me familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Eurocodes, le CCM97, le RNV99, le RPA99, le CTICM,...

La complexité et la variabilité de l'ouvrage étudié m'ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie pont roulant, la structure mixte, les assemblages et les fondations.

J'ai appris que la précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte de certains détails d'exécution facilitant la mise en œuvre de l'autre part sont la clé de réussite d'un projet d'étude de structure.

Bibliographie

- [01] Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
- [02] Règles neige et vent « RNV99, D.T.R-B.C-2.47 ».
- [03] Règles de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».
- [04] Règles de conception des structures en acier « CCM97 ».
- [05] Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants « CTICM ».
- [06] Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».
- [07] Exécution des structures en acier « NF EN 1092-2 ».
- [08] Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».
- [09] Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».
- [10] Lahlou. Dahmani « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».
- [11] M^{ed} BELAZOUGUI « Calcul pratique des structures métalliques ».
- [12] R. Basquin & G. Lemasson « résistance des matériaux ».
- [13] Jean Morel « Structures Métalliques – guide de Calcul ».
- [14] Jean Perchât & Jean Roux « Pratique du BAEL91 ».
- [15] Jean Pierre Mougin « Béton armé – BAEL91 modifié 99 et DTU associé »
- [16] « Cours et TD de l'université Mouloud Mammeri – Département de génie civil ».