

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université « Abou Bekr Belkaid » Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude



Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Construction Métallique



ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A ARZEW (PROJET GNL3Z)

Présenté Par :

Mr. BOUTASTA Amine

Mr. BOURDIM Mohammed

Devant le jury composé de :

Président de jury: Mr. M.A. ALLAL

Encadreurs:

Mr. N. BOUMECHRA

Mr. Z.EA. CHERIF

Examineurs:

Mr. A. MISSOUM

Mr. B. GHENNANI

Année universitaire 2011 / 2012



Remerciements

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voulons exprimer notre gratitude à nos encadreurs Mr. N. BOUMECHEA et Mr. ZEA. CHERIF pour le temps qu'ils nous ont accordé, leurs aides inestimables, et leurs précieux conseils.

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

Nous remercions également tous les ingénieurs de BENJINI, SAIPEM, et CTC Oran.

Enfin nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.

Merci à tous.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

- ♠ *Mes parents qui m'ont toujours soutenu le long de mes études.*
- ♠ *Mes frères et sœurs, Tarek, Hichem, Mahmoud, Faïza, et Amel, mes belles sœurs Hadjer et Wahiba, et mes deux neveux Nada et Mohammed Cherif.*
- ♠ *A toutes les familles BOUTASTA, ZAIDI, HAKEM, et HADJ ADDA.*
- ♠ *A mon binôme, mon quatrième frère Mohammed et sa famille, surtout ces parents que je remercie vivement.*
- ♠ *Un special dédicace à Amine BOTOUB et Imed HABI, BENMESOUD Khialed que je remercie chaleureusement.*
- ♠ *A tous mes amis, Aboubekr, Driss, Mohammed, Abdelatif, Ilyes, Amine, Khialed, Lotfi, Oussama, Fethi, Amina, Amel, Imen, Iness, Myra, Maria, Yasmine, Wahiba, Hadjer, Wassila ; Ainsi qu'à toutes les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai omis de citer.*
- ♠ *A mon ami le défunt SAADOUN Oussama que Dieu bénit son âme.*
- ♠ *A toute la promotion de Génie Civil 2012, en particulier mes collègues et mes amis étudiants de la promotion Charpente Métallique.*

Boutasta Amine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

- ♠ *Mes chers parents qui m'ont toujours fait aimer la voie du savoir, et à qui je dois le plus grand respect.*
- ♠ *Mon frère et mes sœurs.*
- ♠ *A toute ma famille (oncle, tante, cousins, cousines, amis..) et tous ce qui sont cher pour moi.*
- ♠ *A mon deuxième frère et mon binôme Mr BOUTASTA Amine et ses frères et ses sœurs et ses parents et toute sa famille.*
- ♠ *A tous mes amis, Ismail, Ahmed, Djallel, Mokhtar, Sofiane, Amina, Hadjer, Yasmine, Othmane, Rabie, Naçer, Ilyes, Saïd, ...*
- ♠ *A tous mes frères et mes collègues de la promotion CM.*
- ♠ *A notre chère regretté SAADOUNE Oussama.*
- ♠ *Spéciale dédicace pour Mr BOUTASTA Hichem qui nous a beaucoup soutenu.*
- ♠ *A mon patron Mr BERKANI Boumediene.*

Bourdim Mohammed

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_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
I	Moment d'inertie
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
$N_{c,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme

P_k	Poids total de la structure
Q	Charge d'exploitation
R	Coefficient de comportement de la structure
S	Charge de la neige
V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant
$V_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
$V_{réf}$	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
h	Hauteur d'une pièce
l	Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau)
l_f	Longueur de flambement
t	Épaisseur d'une pièce
t_f	Épaisseur d'une semelle de poutre
t_w	Épaisseur 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'exploitati
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
β_j	Coefficient relatif a la liaison
γ_M	Coefficient de sécurité
λ	Élancement
τ	Contrainte limite de cisaillement en élasticité
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier
σ_a	Contrainte de l'acier
σ_b	Contrainte du béton
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
δ_{ek}	Déplacement dû aux forces sismiques
Δ_k	Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " μ

Résumé

Ce projet de fin études a été réalisé au sein de l'entreprise **BENTINI**. Il concerne l'étude et le dimensionnement d'un hall industriel de maintenance abritant deux ponts roulant, situé à **Arzew**. Notre travail s'inscrit en premier lieu dans l'évaluation des charges et surcharges et des actions climatiques selon le règlement RNV99. Ensuite vient l'étude des chemins de roulement. Ces hypothèses de charges ont permis d'établir la descente de charges, pour le dimensionnement des différents éléments et assemblages de la structure selon le règlement CCM99, manuellement, et avec l'aide du logiciel SAP2000.

Mots clés : Construction métallique, , Hall industriel, Pont roulant.

خلاصة

هذا المشروع تم انجازه في مقر شركة **BENTINI**. يتمثل في دراسة ورشة صناعية للصيانة تحتوي على رافعتين متحركتين، تقع في أرزيو.

تمحور عملنا في بادئ الأمر على تقييم مختلف الأثقال والتأثيرات المناخية حسب قواعد RNV99، بعدها قمنا بدراسة الرافعتين المتحركتين. النتائج المتحل عليها سمحت باستخلاص مختلف التأثيرات على المبنى، حتى نقوم بحساب أبعاد مختلف عناصر الهيكل وفقا لقواعد CCM97 يدويا وبمساعدة البرنامج SAP2000.

كلمات المفتاح: منشآت معدنية، ورشة صناعية، رافعة متحركة.

Abstract

This project was realized inside the BENTINI company. It concerns the study and design of an industrial hall of maintenance with two rolling decks, located in Arzew. Our work fits, first, in the evaluation of loads and overloads and climate actions according to the Regulation RNV99. Next comes the study of the roller tracks. These hypotheses of loads helped to establish the descent of loads, for the design of the different elements of the structure and connections according to the regulation CCM97 manually and with the use of SAP2000 software.

Key words : steel Construction, industrial Hall, rolling deck.

Table des matières

Remerciements	iii
Dédicaces	iv
Dédicaces	v
Liste des notations	vi
Résumé	viii
Liste des Figures	xvii
Liste des Tableaux	xviii
INTRODUCTION	1
I GÉNÉRALITÉS	3
I.1 Présentation du projet GNL3Z	3
I.2 Présentation de l'entreprise BENTINI	4
I.3 Présentation du "Warehouse and Maintenance Workshop Building"	4
I.4 Règlements utilisés	5
I.5 Matériaux utilisés	6
I.5.1 Acier structurel	6
I.5.2 Boulons d'assemblage	6
I.5.3 Béton armé	6
I.5.4 Armatures en acier	6
II CONCEPTION DE LA STRUCTURE	7
II.1 Introduction	7
II.2 Structure horizontale	7
II.3 Couverture et bardage	8
II.4 Structure verticale	8
II.5 Escaliers	8
III ÉVALUATION DES CHARGES	9
III.1 Introduction	9

III.2 Charges permanentes	9
III.3 Charges d'exploitation	9
III.3.1 Charges d'exploitation du plancher	10
III.3.2 Charges d'exploitation du toit	10
III.3.3 Charges d'exploitation des escaliers	10
III.4 Charge du vent	11
III.4.1 Données relatives au site	11
III.4.2 Pression dynamique q_{dyn}	11
III.4.2.1 Répartition de la pression dynamique	11
III.4.2.2 Calcul de la pression dynamique	12
III.4.3 Coefficient dynamique C_d	13
III.4.4 Coefficient de pression extérieur C_{pe}	14
III.4.5 Coefficient de pression intérieur C_{pi}	17
III.4.6 Calcul de la charge du vent q_j	17
III.4.7 Force de frottement du vent F_{fr}	28
III.4.7.1 Vent sur pignon (sens V_1, V_3)	28
III.4.7.2 Vent sue long-pan (sens V_2, V_4)	29
III.5 Charge de la neige	29
III.5.1 Valeur caractéristique de la neige S_k	29
III.5.2 Coefficient de forme de la toiture μ	30
III.5.3 Charges de la neige S	30
III.6 Charge thermique	30
IV CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DU CHEMIN DE ROULEMENT	31
IV.1 Introduction	31
IV.2 Caractéristiques des ponts roulants	32
IV.3 Classification des ponts roulants	33
IV.4 Description générale du calcul	33
IV.5 Définitions des charges et coefficients	34
IV.5.1 Charges verticales (R_{Vmax})	34
IV.5.2 Charges horizontales transversales (R_{Hmax})	34
IV.5.3 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})	34
IV.5.4 Coefficients	34
IV.6 Calcul des réactions des galets d'un pont roulant	35
IV.6.1 Charges statiques (Réactions par galet)	35
IV.6.2 Charges verticales (R_{Vmax})	35
IV.6.3 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})	35
IV.6.4 Charges horizontales transversales (R_{Hmax})	36
IV.6.4.1 Palan au milieu de la portée du pont	36
IV.6.4.2 Palan à distance minimale du chemin de roulement	36
IV.6.5 Récapitulation des résultats des réactions	36
IV.7 Choix du rail	36
IV.7.1 Fixation du rail sur la poutre de roulement	37

IV.8	Dimensionnement de la poutre de roulement	37
IV.8.1	Condition de flèche	37
IV.8.1.1	Les deux charges sur galets	38
IV.8.1.2	Le moment sur appuis	38
IV.8.1.3	Le poids propre de la poutre	38
IV.8.2	Classe du profilé	39
IV.8.2.1	Classe de l'âme fléchie	39
IV.8.2.2	Classe de la semelle comprimée	39
IV.8.3	Résistance du profilé sous charges verticales	39
IV.8.3.1	Vérification à l'état limite ultime (flexion)	39
IV.8.3.2	Résistance de la section à l'effort tranchant	40
IV.8.4	Vérification sous charges horizontales	41
IV.8.5	Résistance de l'âme au voilement par cisaillement	41
IV.8.6	Résistance au déversement	42
IV.8.7	Résistance de l'âme aux charges transversales	43
IV.8.7.1	Résistance à l'écrasement	43
IV.8.7.2	Résistance à l'enfoncement local	44
IV.8.7.3	Résistance au voilement	45
IV.8.7.4	Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	45
IV.9	Calcul du support du chemin de roulement	46
IV.9.1	Charges verticales	46
IV.9.2	Charges horizontales	46
IV.9.3	Dimensionnement du support du chemin de roulement	47
IV.9.4	Classe de la section transversale	47
IV.9.4.1	Classe de l'âme fléchie	47
IV.9.4.2	Classe de la semelle comprimée	47
IV.9.5	Vérification du HEA240 au flambement de la semelle com- primée dans le plan de l'âme	48
IV.9.6	Vérification des contraintes	48
IV.9.7	Vérification de la flèche	49
V	DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	50
V.1	Caractéristiques de la tôle de couverture	50
V.2	Calcul des pannes de couverture	51
V.2.1	Charges à prendre en considération	51
V.2.2	Espacement entre pannes	51
V.2.2.1	Combinaisons des charges et actions	51
V.2.2.2	Moment maximum pour une poutre continue sur 5 appuis simples	51
V.2.2.3	Calcul de l'espacement	52
V.2.3	Dimensionnement des pannes	52
V.2.3.1	Combinaisons des charges	52
V.2.3.2	Calcul des moments sollicitants (ELU)	53

V.2.3.3	Condition de flèche (ELS)	54
V.2.3.4	Choix du profilé	54
V.2.3.5	Condition de flèche avec poids propre inclus	55
V.2.4	Classe du profilé	55
V.2.4.1	Classe de l'âme fléchée	55
V.2.4.2	Classe de la semelle comprimée	55
V.2.5	Vérification des contraintes	56
V.2.6	Résistance de la panne au déversement	57
V.2.7	Résistance au voilement par cisaillement	58
V.2.8	Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	58
V.2.9	Conclusion	58
V.3	Calcul des liernes	59
V.3.1	Les efforts dans les liernes	59
V.3.2	Dimensionnement des liernes	60
V.4	Calcul des potelets	60
V.4.1	Actions et sollicitations	61
V.4.2	Vérification des contraintes	61
V.4.3	Résistance au flambement	62
V.4.4	Résistance au voilement par cisaillement	63
V.4.5	Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	63
V.4.6	Résistance du potelet au déversement	64
VI ÉTUDE DES ESCALIERS ET DU PLANCHER		66
VI.1	Étude des escaliers	66
VI.1.1	Dimensions	67
VI.1.2	Charges à prendre en considération	67
VI.1.3	Dimensionnement des supports de marches	67
VI.1.3.1	Vérification de la résistance de la section	68
VI.1.4	Dimensionnement du limon	68
VI.1.4.1	Vérification de la résistance de la section	69
VI.2	Étude du plancher	69
VI.2.1	Vérification au stade de montage	71
VI.2.1.1	Charges permanentes	71
VI.2.1.2	Charges d'exploitation	71
VI.2.1.3	Combinaisons des charges	71
VI.2.1.4	Vérification de la flèche	71
VI.2.1.5	Vérification de la section	71
VI.2.1.6	Vérification au cisaillement	72
VI.2.2	Vérification après exécution	72
VI.2.2.1	Charges permanentes	72
VI.2.2.2	Charges d'exploitation	72
VI.2.2.3	Combinaisons des charges	72

VI.2.2.4	Détermination de la position de l'axe neutre	72
VI.2.2.5	Calcul du moment d'inertie	73
VI.2.2.6	Calcul du moment fléchissant	73
VI.2.2.7	Calcul des contraintes de flexion	74
VI.2.2.8	Contraintes additionnelles de retrait	74
VI.2.2.9	Cumul des contraintes	75
VI.2.2.10	Vérification au cisaillement	76
VI.2.2.11	Vérification de la flèche	76
VI.2.3	Calcul du ferrailage	77
VI.2.4	Calculs des connecteurs	77
VI.2.4.1	Résistance au cisaillement d'un connecteur	77
VI.2.4.2	Effort de cisaillement longitudinal	78
VI.2.4.3	Nombre des connecteurs	78
VII	ÉTUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE	80
VII.1	Introduction	80
VII.2	Principe de la méthode	81
VII.3	Spectre de réponse de calcul	81
VII.4	Annalyse dynamique de la structure	82
VII.4.1	Modélisation de la structure	82
VII.4.2	Analyse modale	83
VII.5	Vérification de la structure	84
VII.5.1	Vérification de la période fondamentale de la structure	84
VII.5.2	Vérification de la force sismique à la base	85
VII.5.3	Vérification des déplacements	86
VIII	DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTUREAUX	87
VIII.1	Introduction	87
VIII.2	Justification des traverses (IPE450)	87
VIII.2.1	Charges réparies sur la traverse	87
VIII.2.2	Caractéristiques de la traverse	88
VIII.2.3	Efforts sollicitants	88
VIII.2.4	Classe de la section transversale	88
VIII.2.4.1	Classe de l'âme fléchie	88
VIII.2.4.2	Classe de la semelle comprimée	88
VIII.2.5	Vérification de la flèche	89
VIII.2.6	Condition de résistance	89
VIII.2.7	Résistance de la traverse au déverssement	90
VIII.3	Justification des traverses (IPE360)	91
VIII.3.1	Caractéristiques de la traverse	91
VIII.3.2	Efforts sollicitants	91
VIII.3.3	Classe de la section transversale	91
VIII.3.3.1	Classe de l'âme fléchie	91
VIII.3.3.2	Classe de la semelle comprimée	91

VIII.3.4	Vérification de la flèche	92
VIII.3.5	Condition de résistance	92
VIII.3.6	Résistance de la traverse au déverssement	93
VIII.4	Justification des poutre intermédiaire de paroi (HEA240)	94
VIII.4.1	Caractéristiques de la poutre	94
VIII.4.2	Efforts sollicitants	94
VIII.4.3	Classe de la section transversale	94
VIII.4.3.1	Classe de l'âme fléchie	94
VIII.4.3.2	Classe de la semelle comprimée	94
VIII.4.4	Vérification de la flèche	95
VIII.4.5	Condition de résistance	95
VIII.4.6	Résistance de la poutre au déverssement	96
VIII.5	Justification des Poutres principales du plancher (IPE450)	97
VIII.5.1	Caractéristiques de la poutre	97
VIII.5.2	Efforts sollicitants	97
VIII.5.3	Classe de la section transversale	97
VIII.5.3.1	Classe de l'âme fléchie	97
VIII.5.3.2	Classe de la semelle comprimée	97
VIII.5.4	Vérification de la flèche	98
VIII.5.5	Condition de résistance	98
VIII.5.6	Résistance de la poutre au déverssement	99
VIII.6	Justification des poteaux de rives (HEB360)	100
VIII.6.1	Caractéristiques de la section	100
VIII.6.2	Efforts sollicitants	100
VIII.6.3	Classe de la section transversale	100
VIII.6.3.1	Classe de l'âme comprimée	100
VIII.6.3.2	Classe de la semelle comprimée	100
VIII.6.4	Condition de résistance	101
VIII.6.5	Résistance au flambement	101
VIII.7	Justification des poteaux intermédiaire (HEA360)	102
VIII.7.1	Caractéristiques de la section	102
VIII.7.2	Efforts sollicitants	102
VIII.7.3	Classe de la section transversale	103
VIII.7.3.1	Classe de l'âme comprimée	103
VIII.7.3.2	Classe de la semelle comprimée	103
VIII.7.4	Condition de résistance	103
VIII.7.5	Résistance au flambement	104
VIII.8	Justification des contreventements ()	105
VIII.8.1	Résistance ultime	105
VIII.8.2	Résistance plastique de calcul de section nette	105
VIII.8.3	Résistance plastique de calcul de section brut	105
VIII.8.4	Vérification	105
VIII.9	Éléments structuraux constituant le bloc bureaux	105

IX	CALCUL DES ASSEMBLAGES	106
IX.1	Introduction	106
IX.2	Liaison poteau-traverse	106
IX.2.1	Efforts sollicitants	107
IX.2.2	Soudure de la platine	107
IX.2.2.1	Soudure de la semelle tendue	107
IX.2.2.2	Soudure de l'âme	107
IX.2.3	Disposition constructives	107
IX.2.4	Calcul des boulons sollicités en traction	108
IX.2.5	Calcul des boulons sollicités au cisaillement	108
IX.2.6	Vérification de la pression diamétrale	108
IX.3	Liaison solive-poutre	108
IX.3.1	Choix du Gousset	108
IX.3.2	Disposition constructives	109
IX.3.3	Calcul des boulons sollicités au cisaillement	109
IX.3.4	Vérification de la pression diamétrale	109
IX.4	Les pieds de poteaux	109
IX.4.1	Dimensionnement de la plaque d'assise	110
IX.4.1.1	Cordons de soudure	110
IX.4.1.2	Surface de la platine	110
IX.4.1.3	Épaisseur de la platine	110
IX.4.2	Vérification des tiges d'ancrage	110
IX.4.3	Condition d'équilibre du (B.A.E.L)	111
X	CALCUL DES FONDATIONS	112
X.1	Calcul des fondations	112
X.1.1	Charges à prendre en considération	112
X.1.2	Dimensionnement des semelles	112
X.1.3	Vérification de la stabilité	113
X.1.4	Calcul du ferrailage	113
X.2	Calcul des longrines	114
X.2.1	Calcul du ferrailage	114
X.2.2	Condition de non fragilité	114
X.2.3	Calcul des armatures transversales	114
X.2.4	Espacement des cadres	115
XI	PROTECTION DE LA STRUCTURE	116
XI.1	Introduction	116
XI.2	La corrosion	116
XI.2.1	Protection par peinture	116
XI.3	Le feu	117
XI.3.1	La peinture intumescente	117
	CONCLUSION	118

bibliographie

118

Table des figures

I.1	Projet GNL3Z	3
I.2	Présentation 3D du bloc atelier (Partie 1)	5
I.3	Présentation 3D du bloc bureaux (Partie 1)	5
II.1	Constitution du plancher collaborant	8
II.2	Isofire wall	8
II.3	Isofire roof	8
III.1	Pression du vent (Sens V_1) sur la toiture (N/m^2)	18
III.2	Pression du vent (Sens V_3) sur la toiture (N/m^2)	19
III.3	Pression du vent (Sens V_2) sur la toiture (N/m^2)	20
III.4	Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales	21
III.5	Pression du vent (Sens V_3) sur les parois verticales	22
III.6	Pression du vent (Sens V_2) sur les parois verticales	23
III.7	Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales (N/m^2)	24
III.8	Pression du vent (Sens V_4) sur les parois verticales (N/m^2)	25
III.9	Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales	26
III.10	Pression du vent (Sens V_4) sur les parois verticales	27
IV.1	Schéma 3D du pont roulant	32
IV.2	Schéma 2D du pont roulant	32
IV.3	Moment max. pour deux charges égales (Théorème de Barré)	34
IV.4	Caractéristiques géométriques du rail	37
IV.5	Crapaud pour rail A65	37
IV.6	Support du chemin de roulement	46
VI.1	Structure des escaliers	66
VI.2	Diagramme des contraintes de flexion (MPa)	74
VI.3	Diagramme de cumul des contraintes (MPa)	76
VI.4	Disposition des connecteurs	79
VII.1	Spectre de réponse	84

Liste des tableaux

III.1 Valeurs des pressions dynamiques pour le bloc atelier	13
III.2 Valeurs des pressions dynamiques pour le bloc bureaux	13
III.3 Pression du vent (Sens V_1) sur la toiture	18
III.4 Pression du vent (Sens V_3) sur la toiture	19
III.5 Pression du vent (Sens V_2) sur la toiture	20
III.6 Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales	21
III.7 Pression du vent (Sens V_3) sur les parois verticales	22
III.8 Pression du vent (Sens V_2) sur les parois verticales	23
III.9 Pression du vent (Sens V_1) sur la toiture	24
III.10 Pression du vent (Sens V_4) sur la toiture	25
III.11 Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales	26
III.12 Pression du vent (Sens V_4) sur les parois verticales	27
III.13 Force de frottement du vent (sens V_1) F_{fr}	28
III.14 Force de frottement du vent (sens V_2) F_{fr}	29
IV.1 Caractéristiques géométriques des ponts roulants	32
IV.2 Caractéristiques des ponts roulants	32
IV.3 Classements des ponts roulants selon le CTICM	33
IV.4 Charges statiques des ponts roulants (R)	35
IV.5 Charges verticales (R_{Vmax})	35
IV.6 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})	35
IV.7 Charges horizontales transversales (R_{H1max})	36
IV.8 Charges horizontales transversales (R_{H2max})	36
IV.9 Réactions des galets des deux ponts roulants en charge	36
IV.10 Caractéristiques du rail A65	36
IV.11 Caractéristiques du profilé HEB320	39
IV.12 Caractéristiques du profilé HEA240	47
V.1 Caractéristiques du profilé IPE 160	54
V.2 Caractéristiques du profilé IPE 270	60
VI.1 Caractéristiques du profilé IPE300	70
VII.1 Eléments structuraux constituant le bloc atelier	83
VII.2 Résultante des forces sismiques à la base	86
VII.3 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)	86
VII.4 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)	86

VIII. Caractéristiques du profilé IPE450	88
VIII. Caractéristiques du profilé IPE360	91
VIII. Caractéristiques du profilé HEA240	94
VIII. Caractéristiques du profilé IPE450	97
VIII. Caractéristiques du profilé HEB360	100
VIII. Caractéristiques du profilé HEA360	102
VIII. Éléments structuraux constituant le bloc bureaux	105

INTRODUCTION

[1][2][3][4][5][6][7][8][9]

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur en génie civil, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Nous avons choisis d'effectuer notre projet au sein de l'entreprise **BENTINI**, Oran. Il s'agit de l'étude d'un hall industriel de maintenance en ossature métallique qui fait partie du projet GNL3Z à Arzew, réalisé pour la société **SONATRACH**. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Les constructions métalliques ont fait l'objet d'évolutions importantes à travers l'histoire, dans leurs règles de dimensionnement et techniques de construction, des matériaux utilisés qui se sont développés au fur et à mesure du développement industriel de l'utilisation de la fonte et des fers puddlés jusqu'à l'utilisation de l'acier, et aussi des modes d'assemblages, comme l'apparition de la soudure à partir des années 1930.

Ces ossatures métalliques, actuellement en Algérie plus courantes dans le domaine industriel, se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, c'est pourquoi ce hall a été conçu en charpente métallique. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu, donc une protection de toutes les structures en acier est indispensable.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le

moyen de calcul informatique.

Le mémoire de projet de fin d'études ainsi que l'essentiel de notre travail est structuré en plusieurs chapitres. Après l'introduction, le premier chapitre présente l'ouvrage en question. Ensuite vient le deuxième chapitre qui consiste à la présentation de conception. Au troisième chapitre, l'évaluation des différentes charges appliquées sur la structure est faite. Après quoi, les chemins de roulement des ponts roulant sont dimensionnés et vérifiés dans le quatrième chapitre. Après le dimensionnement des éléments secondaires dans le cinquième chapitre et le calcul des escaliers et du plancher dans le sixième, vient l'étude dynamique et sismique de la structure dans le septième chapitre. Les éléments structuraux sont dimensionnés dans le huitième chapitre. Le neuvième et le dixième chapitre traitent respectivement le calcul des assemblages métalliques, et le dimensionnement des fondations. Enfin dans le onzième chapitre, les systèmes de protections de la structure sont présentés. Notre mémoire est finalisé par une conclusion générale du travail.

Chapitre I

GÉNÉRALITÉS

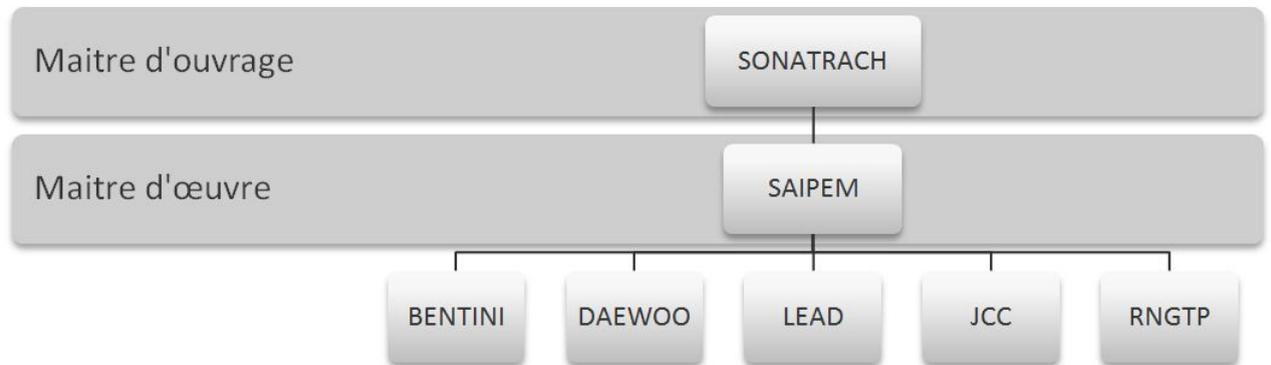
I.1 Présentation du projet GNL3Z

GNL3Z, un projet géant, d'une capacité de production de 4,7 millions de tonnes par an, situé à **Arzew**. Il est divisé en deux parties, une partie Onshore qui s'étend sur une surface de 570000 m^2 , et une partie offshore qui s'enfonce 1000 m dans la mer. Concernant le délai de réalisation de ce projet, il est étalé sur une période de 48 mois.



FIGURE I.1: Projet GNL3Z

Les intervenants principaux



I.2 Présentation de l'entreprise BENTINI

Bentini, entreprise fondée en 1950 comme société individuelle elle s'est développée pendant la phase de reconstruction de l'après-guerre des années 50.



Elle est entrée par la suite dans le secteur industriel en Italie et, depuis 1976, à l'étranger avec une croissance continue et une diversification dans le secteur des installations industrielles.

Pendant ces vingt dernières années, la société a travaillé aussi bien comme société individuelle qu'avec des partenaires, en soignant la réalisation des infrastructures civiles résidentielles et non, installations industrielles clefs en main soit dans le secteur civil public et privé, que celui pétrolier, pétrochimique, de la production et du transport d'énergie électrique.

Aujourd'hui le groupe **Bentini** est spécialisé dans différents travaux de Génie Civil, mécaniques, et électriques. Cette diversification des activités de construction du groupe **Bentini** embrasse divers secteurs pétrolier, énergétique, industrielles, etc

I.3 Présentation du "Warehouse and Maintenance Workshop Building"

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude et le dimensionnement du "warehouse and maintenance workshop building" qui est une structure en acier qui fait partie du projet GNL-3Z, situé à **Arzew, Oran**.

La structure est **39m** de large et **108m** de long avec une distance entre les poteaux de **6m** pour un total de 19 portiques.

Le bâtiment est composé de deux blocs séparés structurellement. Le premier pour l'atelier de maintenance, un portique de deux baies avec deux ponts roulants, et le second, l'immeuble de bureaux, une baie et deux étages, avec plancher en béton coulé sur tôle ondulée. De plus, chacun des deux blocs est divisé également dans le sens longitudinal en deux parties par une articulation technique due la dilatation thermique.

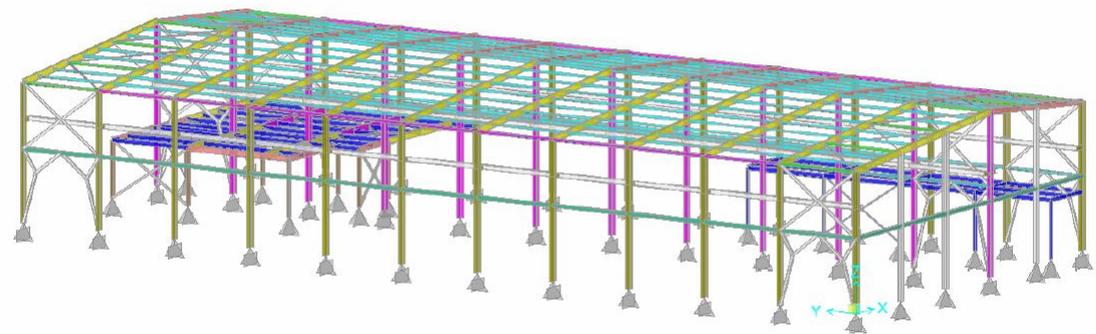


FIGURE I.2: Présentation 3D du bloc atelier (Partie 1)

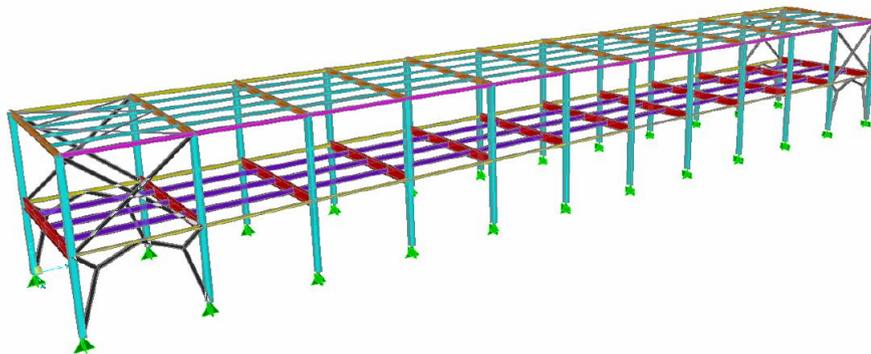


FIGURE I.3: Présentation 3D du bloc bureaux (Partie 1)

I.4 Règlements utilisés

- D.T.R-B.C-2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- D.T.R-B.C-2.44 : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97"
- D.T.R-B.C-2.47 : Règlement neige et vent "RNV99"
- D.T.R-B.C-2.48 : Règles parasismiques Algériennes "RPA99" version 2003
- BAEL91 : Béton armé aux états limite

- CTICM : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier structurel

STRUCTURES PRIMAIRES (profilés, tôles, tiges d'ancrage)	STRUCTURES SECONDAIRES (balustrades, grilles, tôles ondulées)
Type : FeE355	Type : FeE235
$f_y = 355MPa$	$f_y = 235MPa$
$f_u = 510MPa$	$f_u = 360MPa$

I.5.2 Boulons d'assemblage

Pour tous les assemblages les boulons utilisés sont des boulons **HR** de classe **10.9**,

avec : - $f_y = 900MPa$

. - $f_u = 1000MPa$

I.5.3 Béton armé

Le béton doit être identifié comme ciment Portland résistant au sulfate de type CEM I 42,5. Les exigences sont définies comme suit :

- Résistance 28 jours : $f_{c28} = 300daN/cm^2$
- Teneur minimale en ciment : $350kg/m^2$
- Rapport maximale de l'eau / ciment en poids : 0.45
- $\gamma_c = 1.5$
- $f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 170daN/cm^2$
- $f_{ctd} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cd} = 2.4Mpa = 24daN/cm^2$

I.5.4 Armatures en acier

Les armatures du béton sont de nuance **FeE400** de caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_{yk} = 4000daN/cm^2$
- Facteur partiel de sécurité : $\gamma_m = 1,15$
- $f_{yd} = \frac{4000}{1.15} = 3478daN/cm^2$

Chapitre II

CONCEPTION DE LA STRUCTURE

II.1 Introduction

La conception de la structure a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie ;
- La faisabilité ;
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure ;
- Assurer une bonne résistance vis-à-vis de l'effet de l'explosion.

Le dimensionnement des différents éléments doivent être :

- Economique ;
- Capable de résister aux efforts maximaux ;
- Capable de se déformer dans les tolérances admissibles.

II.2 Structure horizontale

On désigne par structure horizontale les planchers. Dans notre structure, le plancher est un plancher mixte à dalle collaborante.

La dalle en béton est coulée sur un bac d'acier de type HI-BOND. La connexion entre les deux est assurée par des connecteurs. Le plancher repose sur un ensemble de poutres et solives métalliques (Fig. II.1).

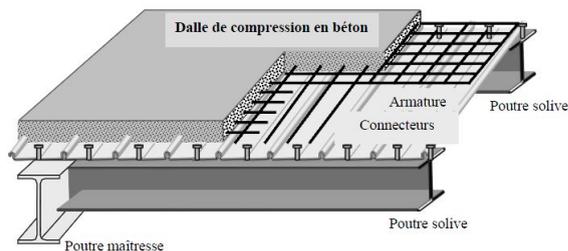


FIGURE II.1: Constitution du plancher collaborant

II.3 Couverture et bardage

La couverture et le bardage sont composés des panneaux sandwich qui sont caractérisés par une âme en fibre minérale qui garantie, outre une isolation thermique optimum, l'incombustibilité du produit. Ils résistent au feu tout en maintenant des caractéristiques mécaniques élevées.



FIGURE II.2: Isofire wall

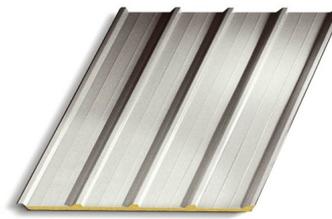


FIGURE II.3: Isofire roof

Ces panneaux reposent sur des tôles ondulées de type GENUS qui disposent d'une rigidité qui leur permet de porter sur 6 m, et qui aussi offre une résistance vis-à-vis des effets de l'explosion.

II.4 Structure verticale

Les portiques sont capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant dans leur plan. Avec un effet de voûte et la pente, une partie des forces verticales est transmise par compression dans les traverses, et donc les moments de flexion et les flèches sont plus faibles. Ces charges provoquent des sollicitations de flexion, effort axial et effort tranchant. Les portiques sont de simple travée. L'espacement des portiques est imposé par le bardage de dimensions normalisées qui repose sur des appuis tous les 6 mètres.

II.5 Escaliers

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès au niveau 2 de la structure. Ils se composent de deux volets de marches portées par un limon.

Chapitre III

ÉVALUATION DES CHARGES

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissants sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique, ainsi que le seisme. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

III.2 Charges permanentes

Les efforts permanents sollicitant la structure sont le poids mort des éléments structuraux, Ils sont donnés dans les documents technique fournis par le fournisseur.

1. Bardage
 - Panneaux isolants 18.30 daN/m^2
 - Tôle ondulée 11.77 daN/m^2
2. Toiture
 - Panneaux isolants 17.20 daN/m^2
 - Tôle ondulée 15.70 daN/m^2

III.3 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire Charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2).

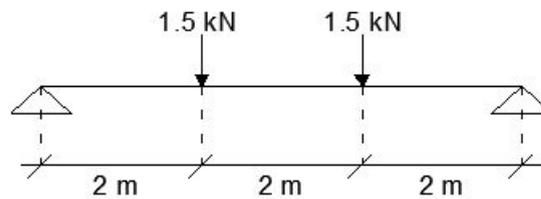
III.3.1 Charges d'exploitation du plancher

1. Bloc de bureaux 250 daN/m [1]
2. Bloc atelier 600 daN/m [1]

III.3.2 Charges d'exploitation du toit

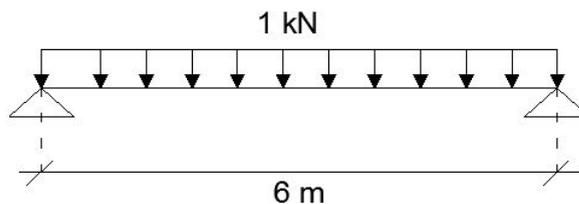
Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, il existe deux cas de charges [1] :

- Cas 1 : Charges ponctuelles de 1.5kN au 1/3 et 2/3 de la portée [1] :



$$M_1 = (1.5 \cdot 6)/3 = 3kN.m$$

- Cas 2 : une charge de 1kN appliquée sur une surface de 10m². Ces 10m² forment un rectangle, dont un côté est déterminé par l'entre-axe des éléments considérés [1]. Donc pour une bande de 1ml, Q sera prise égale à 1kN/ml :



$$M_2 = (1 \cdot 6^2)/8 = 4.5kN.m$$

Le deuxième cas est le cas le plus défavorable, on prend alors $Q_1 = 100daN$ sur une surface de 10m².

III.3.3 Charges d'exploitation des escaliers

1. Charges verticales 200 daN/m² [1]
2. Charges horizontales sur les garde-corps 60 daN/m² [1]

III.4 Charge du vent

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation "Règlement neige et vent" -RNV99- (D.T.R-B.C-2.47), l'effet du vent par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad (III.1)$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent ;
- C_d : Coefficient dynamique ;
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur ;
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

III.4.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la région d'Arzew, wilaya d'Oran. Les données relatives au projet sont les suivants [2] :

- | | |
|--------------------------|--------------------|
| - Site plat | $C_t(z) = 1$ |
| - Zone I | $q_{rf} = 375 N/m$ |
| - Terrain de catégorie I | $K_T = 0.17$ |
| | $Z_0 = 0.01 m$ |
| | $Z_{min} = 2 m$ |
| | $\epsilon = 0.11$ |

III.4.2 Pression dynamique q_{dyn}

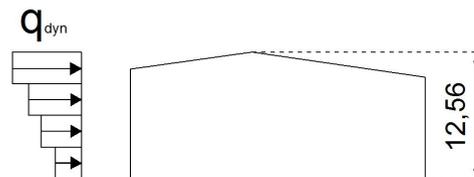
III.4.2.1 Répartition de la pression dynamique

a- Bloc atelier

La hauteur totale du bloc de l'atelier $H = 12.56 m > 10 m$, ce bloc doit être considéré comme étant constitué de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i .

$$n = E \left[\frac{h}{3} \right] = \frac{12.56}{3} = 4.19 \rightarrow n = 4$$

$$h_i = \frac{h}{n} = \frac{12.56}{4} = 3.14 m$$

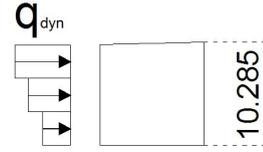


b- Bloc bureaux

La hauteur totale du bloc des bureaux $H = 10.285m > 10m$, ce bloc doit être considéré comme étant constitué de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i .

$$n = E \left[\frac{h}{3} \right] = \frac{10.285}{3} = 3.43 \rightarrow n = 3$$

$$h_i = \frac{h}{n} = \frac{10.285}{3} = 3.43m$$



III.4.2.2 Calcul de la pression dynamique

On calculera la pression dynamique pour chaque bloc séparément, à mi-hauteur de chaque partie pour ce qui concerne la paroi verticale, et pour ce qui concerne la toiture on la calcul à la hauteur totale H .

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \quad [N/m^2] \quad (III.2)$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent ;
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t).

1. Coefficient de rugosité (C_r) :

$$C_r : \begin{cases} K_T \ln \frac{Z_{min}}{0.01} \dots\dots\dots Z < Z_{min} = 2m \\ K_T \ln \frac{Z_j}{0.01} \dots\dots\dots Z > Z_{min} \end{cases}$$

2. Coefficient d'exposition (C_e) :

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. Le coefficient d'exposition sera donc :

$$\begin{aligned} C_e(Z_j) &= C_t(Z_j)^2 \cdot C_r(Z_j)^2 \cdot \left[1 + \frac{7k_T}{c_r(Z_j) \cdot c_r(Z_j)} \right] \quad (III.3) \\ &= C_r(Z_j)^2 \cdot \left[1 + \frac{1.19}{c_r(Z_j)} \right] \end{aligned}$$

3. Pression dynamique de référence (q_{ref}) :

Pour la zone I : $q_{ref} = 375 N/m^2$ [2]

4. Valeur de la pression dynamique (q_{dyn}) :

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$q_{dyn}(Z_j) = 375 \cdot C_e(Z_j) \quad (III.4)$$

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

a- Bloc atelier

i	$Z_j(m)$	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z_j)$	$q_{dyn}(N/m)$
1	1.57	0.90	1.88	705.00
2	4.71	1.04	2.32	870.00
3	7.85	1.13	2.62	982.50
4	10.99	1.19	2.83	1061.25
5	12.56	1.21	2.90	1087.50

TABLE III.1: Valeurs des pressions dynamiques pour le bloc atelier

b- Bloc bureaux

i	$Z_j(m)$	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z_j)$	$q_{dyn}(N/m)$
1	1.715	0.90	1.88	705.00
2	5.145	1.06	2.38	892.50
3	8.575	1.15	2.69	1008.75
4	10.285	1.18	2.79	1113.75

TABLE III.2: Valeurs des pressions dynamiques pour le bloc bureaux

III.4.3 Coefficient dynamique C_d

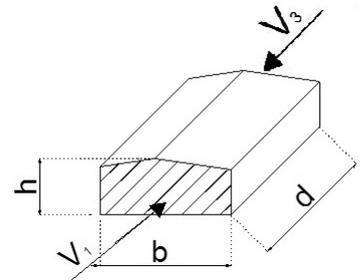
Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure [2].

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

a- Bloc atelier

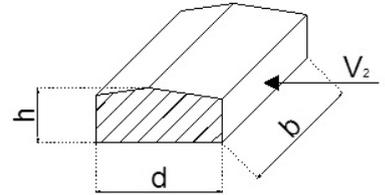
Vent sur pignon (Sens V_1, V_3)

$$\begin{aligned} h &= 12.56 \text{ m} \\ b &= 29 \text{ m} \end{aligned} \implies C_d = 0.92$$



Vent sur long-pan (Sens V_2)

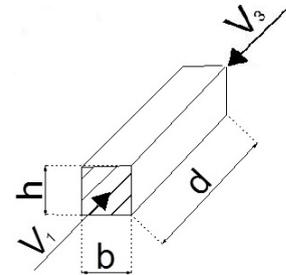
$$\begin{aligned} h &= 12.56 \text{ m} \\ b &= 108 \text{ m} \end{aligned} \implies C_d = 0.86$$



b- Bloc bureaux

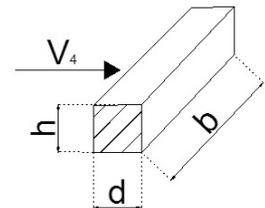
Vent sur pignon (Sens V_1, V_3)

$$\begin{aligned} h &= 10.289 \text{ m} \\ b &= 10 \text{ m} \end{aligned} \implies C_d = 0.96$$



Vent sur long-pan (Sens V_4)

$$\begin{aligned} h &= 10.289 \text{ m} \\ b &= 108 \text{ m} \end{aligned} \implies C_d = 0.85$$



III.4.4 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent ;
- d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Les valeurs du C_{pe} pour les deux blocs atelier, et bureaux, sont présentés si-dessus :

a- Bloc atelier

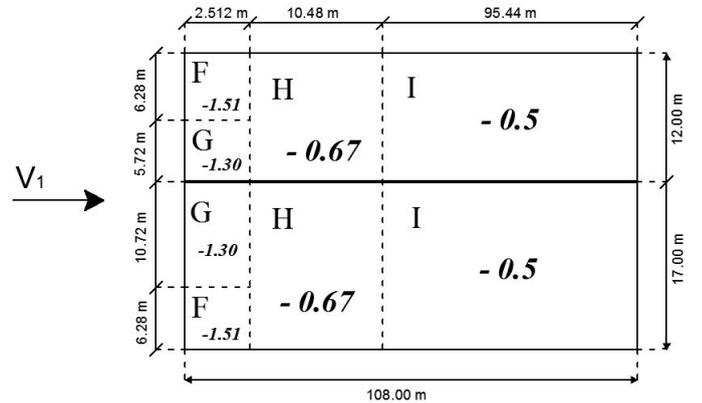
- Toiture

Vent Sens V_1

$$e = \min[b, 2h] = 25.12m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

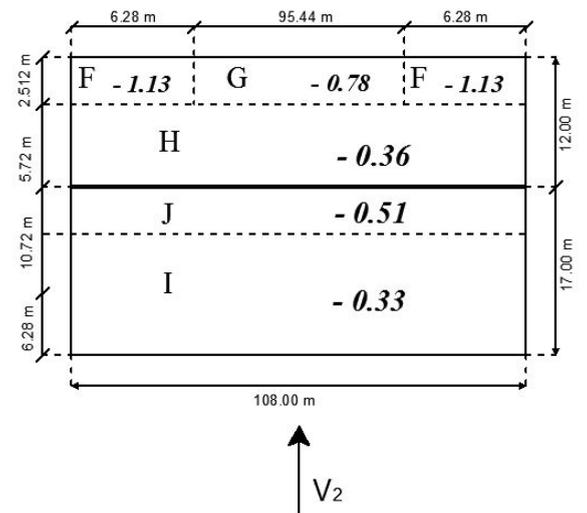


Vent Sens V_2

$$e = \min[b, 2h] = 25.12m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$



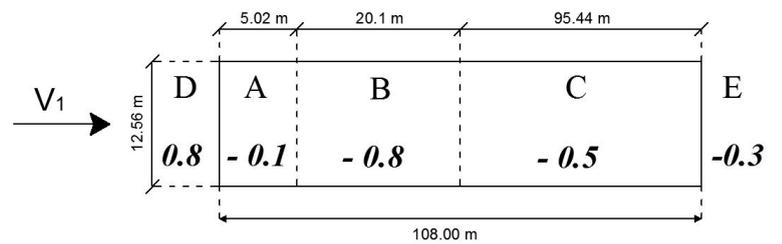
- Parois

Vent Sens V_1

$$e = \min[b, 2h] = 25.12m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

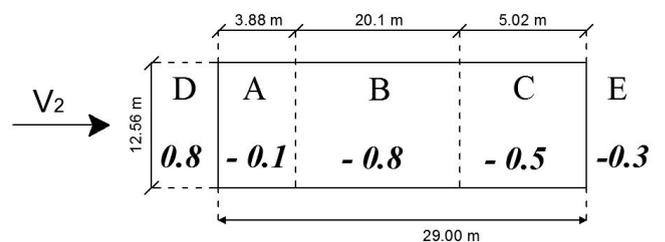


Vent Sens V_2

$$e = \min[b, 2h] = 25.12m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$



b- Bloc des bureaux

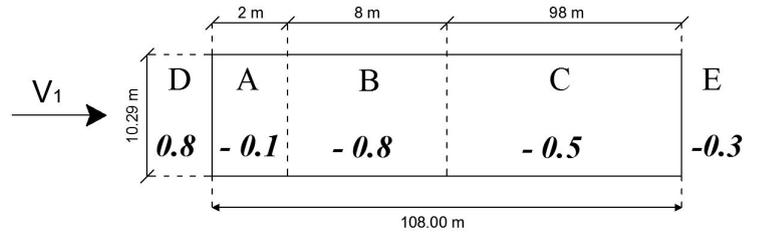
– Parois

Vent Sens V_1

$$e = \min[b, 2h] = 10m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

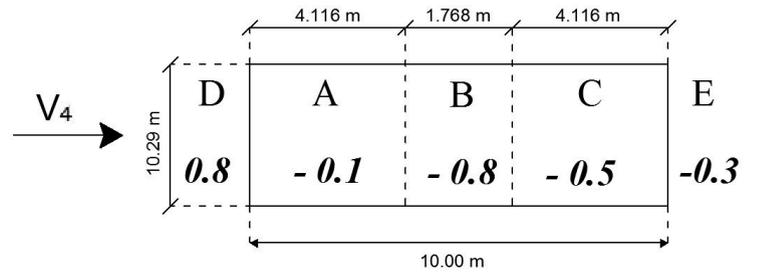


Vent Sens V_4

$$e = \min[b, 2h] = 20.58m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$



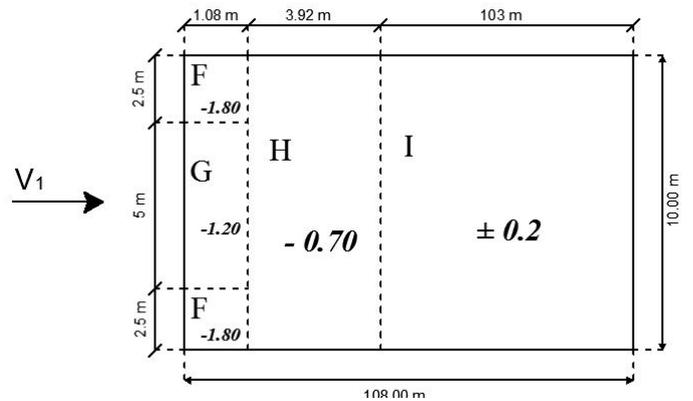
– Toiture

Vent Sens V_1

$$e = \min[b, 2h] = 10m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

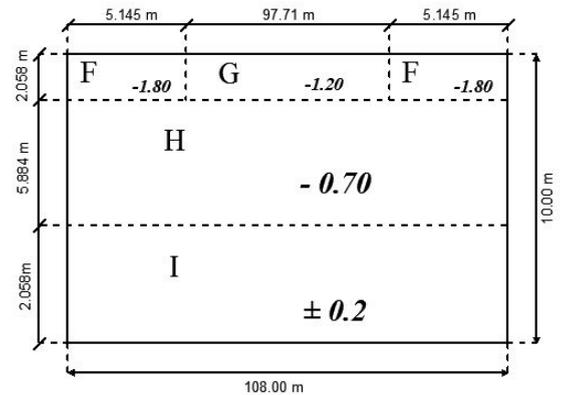


Vent Sens V_4

$$e = \min[b, 2h] = 20.58m$$

$$d > e$$

$$S > 10m \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$



III.4.5 Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le Coefficient de pression intérieure C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est défini comme suit :

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

a- Bloc atelier

Vent sur pignon (Sens V_1)

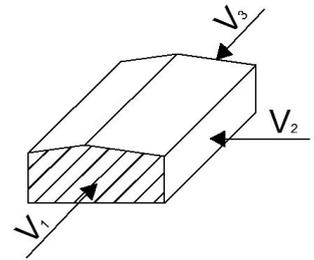
$$\mu_p = 0.85 \rightarrow C_p = -0.45$$

Vent sur long-pan (Sens V_2)

$$\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0.5$$

Vent sur pignon (Sens V_3)

$$\mu_p = 0.61 \rightarrow C_{pi} = -0.075$$



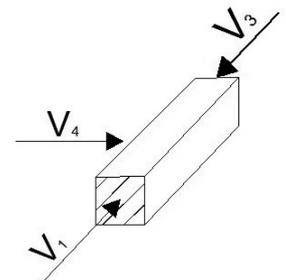
b- Bloc bureaux

Vent sur pignon (Sens V_1, V_3)

$$\mu_p = 0.87 \rightarrow C_p = -0.47$$

Vent sur long-pan (Sens V_4)

$$\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0.5$$



III.4.6 Calcul de la charge du vent q_j

Les démarches précédentes permettent de définir la pression du vent qui s'exerce sur la construction. Les résultats des différents sens pour les deux blocs sont présentés si-dessous :

a- Bloc atelier

– Toiture

Vent sur pignon (Sens V_1)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	1087.50	-1.51	-0.45	-1060.53
G	0.92	1087.50	-1.3	-0.45	-924.37
H	0.92	1087.50	-0.67	-0.45	-220.11
I	0.92	1087.50	-0.5	-0.45	-50

TABLE III.3: Pression du vent (Sens V_1) sur la toiture

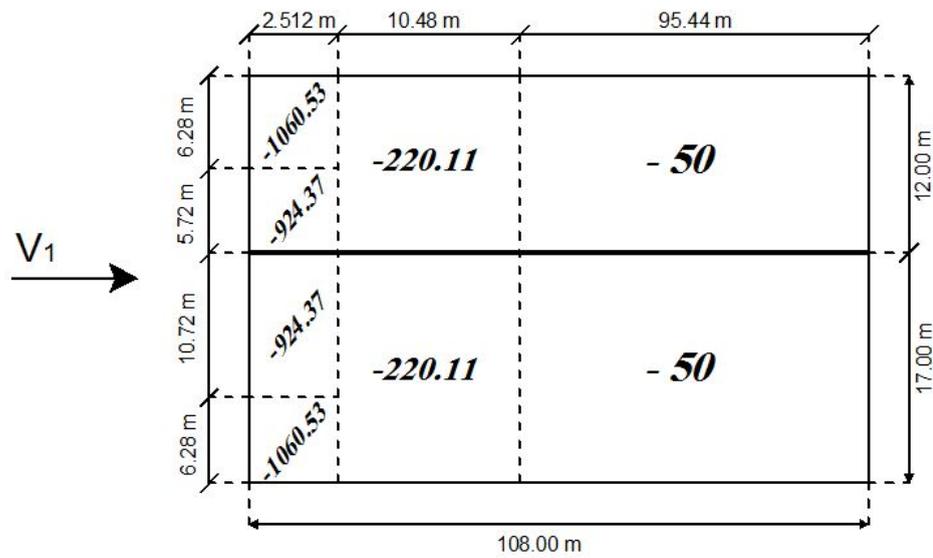


FIGURE III.1: Pression du vent (Sens V_1) sur la toiture (N/m^2)

Vent sur pignon (Sens V_3)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
F	0.86	1087.50	-1.13	-0.5	-589.20
G	0.86	1087.50	-0.78	-0.5	-261.87
H	0.86	1087.50	-0.36	-0.5	130.93
J	0.86	1087.50	-0.50	-0.5	0
I	0.86	1087.50	-0.33	-0.5	159.00

TABLE III.4: Pression du vent (Sens V_3) sur la toiture

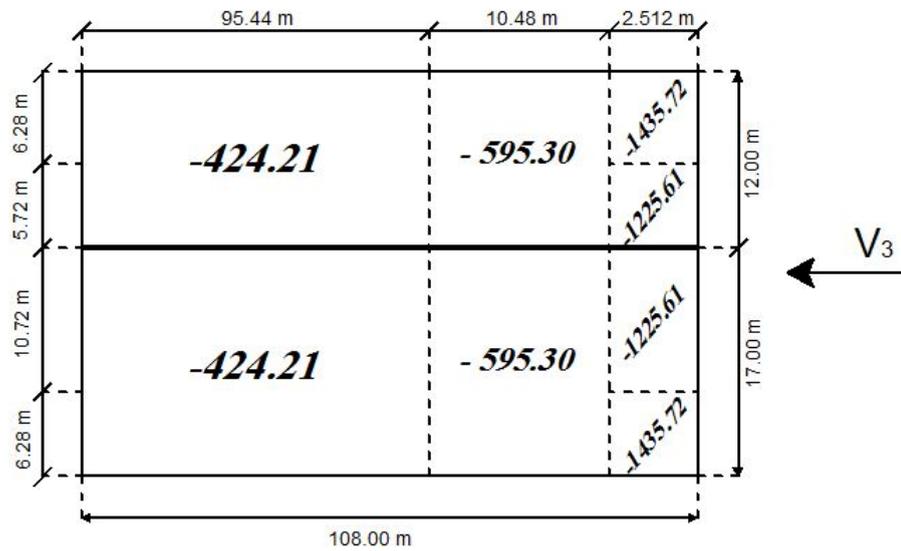


FIGURE III.2: Pression du vent (Sens V_3) sur la toiture (N/m^2)

Vent sur long-pan (Sens V_2)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	1087.50	-1.51	-0.075	-1435.72
G	0.92	1087.50	-1.3	-0.075	-1225.61
H	0.92	1087.50	-0.67	-0.075	-595.30
I	0.92	1087.50	-0.5	-0.075	-424.21

TABLE III.5: Pression du vent (Sens V_2) sur la toiture

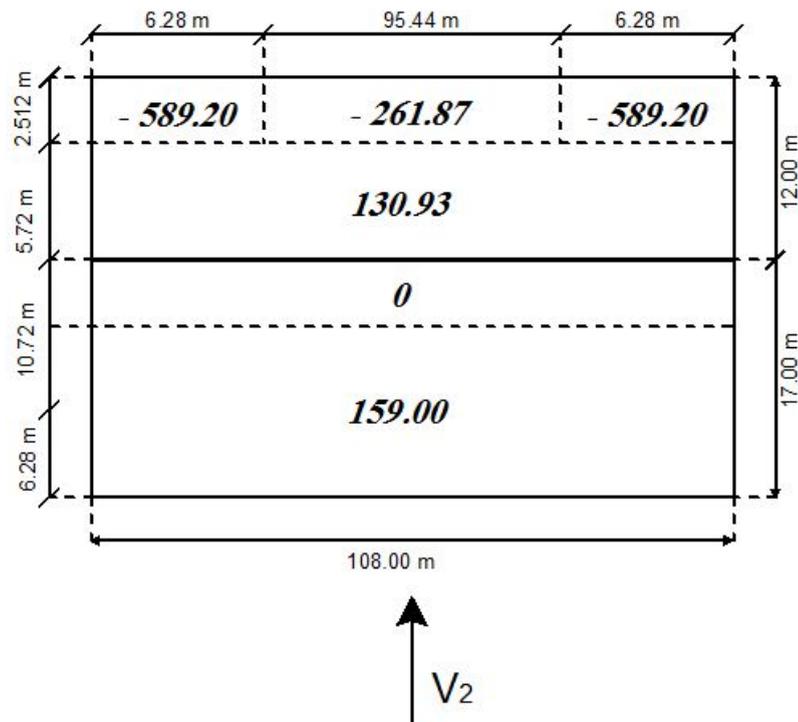


FIGURE III.3: Pression du vent (Sens V_2) sur la toiture (N/m^2)

– Parois verticales

Vent sur pignon (Sens V_1)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
D	0.92	1061.25	+0.8	-0.45	1220.44
A	0.92	1061.25	-0.1	-0.45	341.72
B	0.92	1061.25	-0.8	-0.45	-341.72
C	0.92	1061.25	-0.5	-0.45	-48.82
E	0.92	1061.25	-0.3	-0.45	146.25

TABLE III.6: Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales

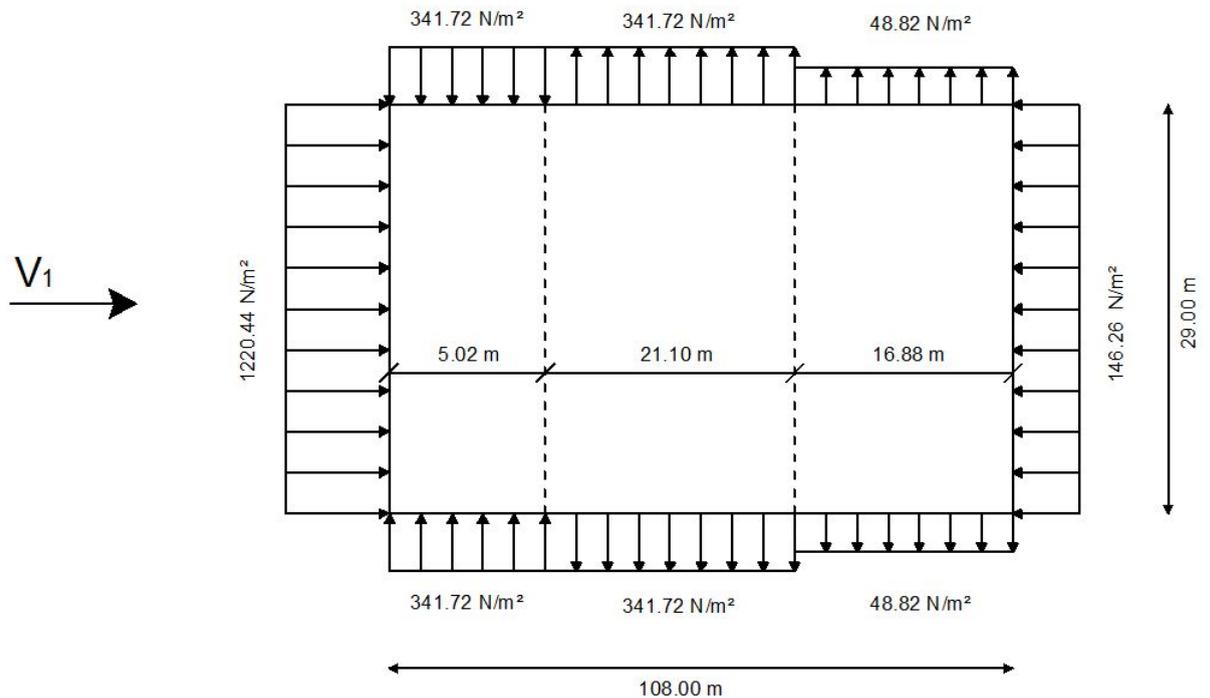


FIGURE III.4: Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales

Vent sur pignon (Sens V_3)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
D	0.92	1061.25	+0.8	-0.075	854.30
A	0.92	1061.25	-0.1	-0.075	-24.41
B	0.92	1061.25	-0.8	-0.075	-707.85
C	0.92	1061.25	-0.5	-0.075	-414.95
E	0.92	1061.25	-0.3	-0.075	219.68

TABLE III.7: Pression du vent (Sens V_3) sur les parois verticales

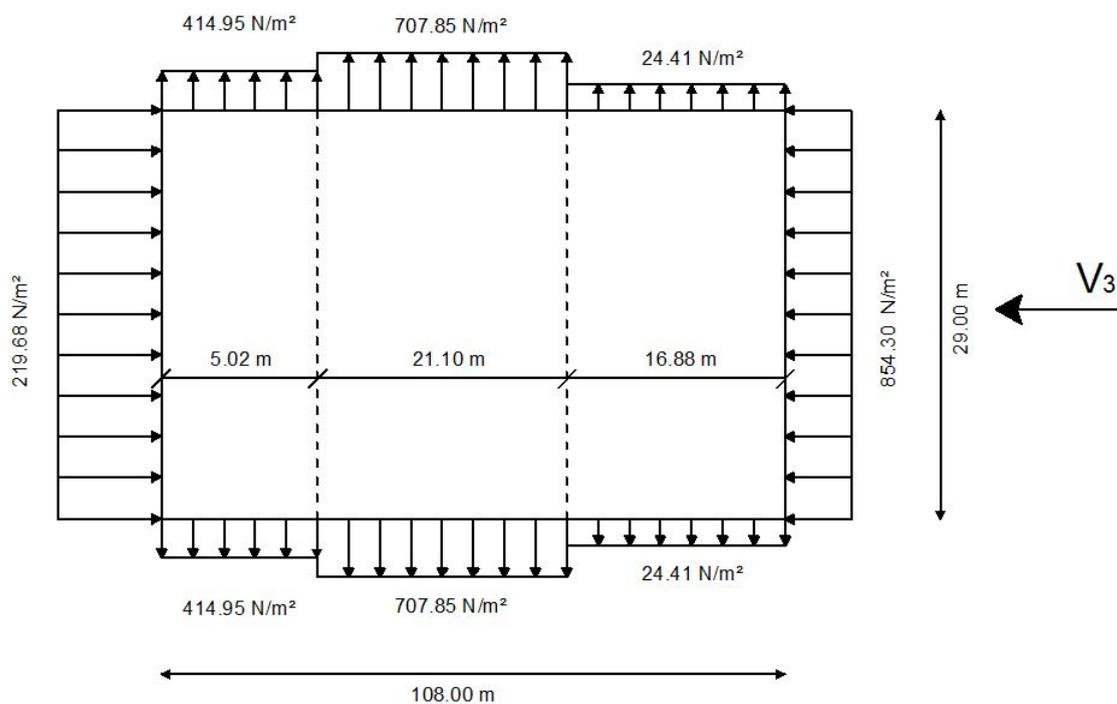


FIGURE III.5: Pression du vent (Sens V_3) sur les parois verticales

Vent sur long-pan (Sens V_2)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
D	0.86	1061.25	+0.8	-0.5	1186.48
A	0.86	1061.25	-0.1	-0.5	365.07
B	0.86	1061.25	-0.8	-0.5	-273.80
C	0.86	1061.25	-0.5	-0.5	0
E	0.86	1061.25	-0.3	-0.5	182.35

TABLE III.8: Pression du vent (Sens V_2) sur les parois verticales

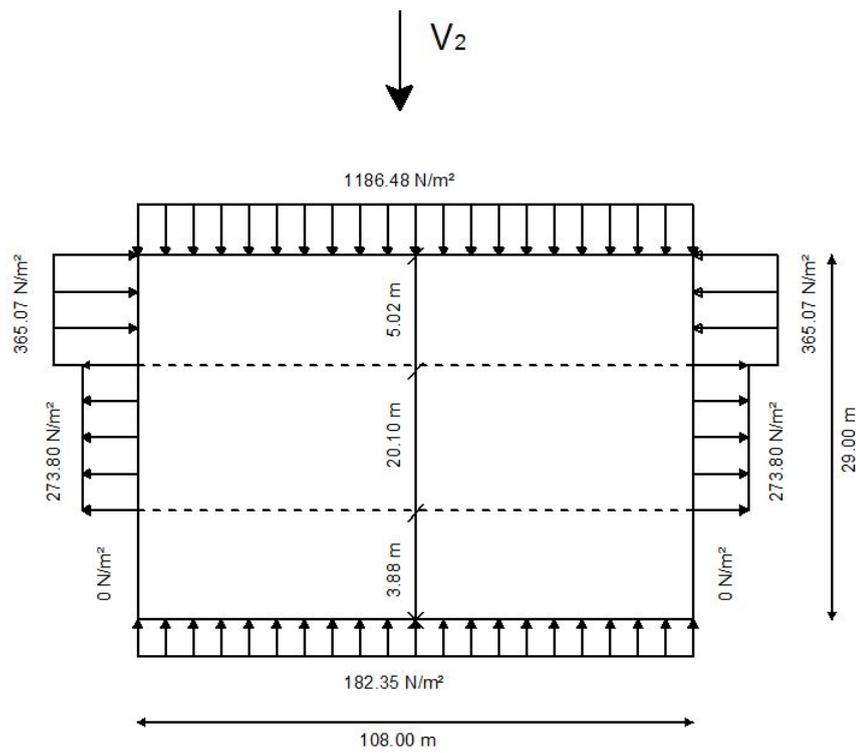


FIGURE III.6: Pression du vent (Sens V_2) sur les parois verticales

b- Bloc bureaux

– Toiture

Vent sur pignon (Sens V_1)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
F	0.96	1113.75	-1.8	-0.5	-1422.03
G	0.96	1113.75	-1.2	-0.5	-780.51
H	0.96	1113.755	-0.7	-0.5	-245.91
I	0.96	1113.75	± 0.2	-0.5	716.36

TABLE III.9: Pression du vent (Sens V_1) sur la toiture

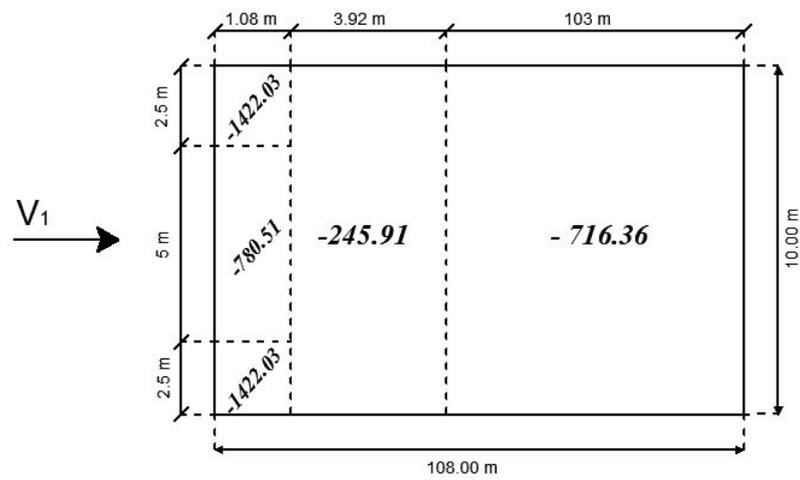


FIGURE III.7: Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales (N/m^2)

Vent sur long-pan (Sens V_4)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
F	0.85	1113.75	-1.8	-0.5	1230.69
G	0.85	1113.75	-1.2	-0.5	-662.68
H	0.85	1113.755	-0.7	-0.5	-189.34
I	0.85	1113.75	± 0.2	-0.5	662.68

TABLE III.10: Pression du vent (Sens V_4) sur la toiture

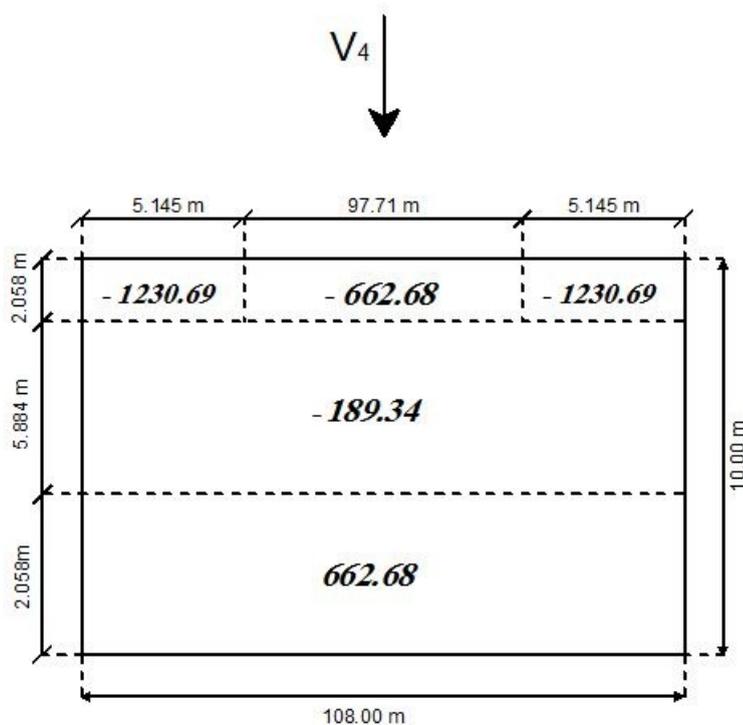


FIGURE III.8: Pression du vent (Sens V_4) sur les parois verticales (N/m^2)

– Parois verticales

Vent sur pignon (Sens V_1)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
D	0.96	1008.75	+0.8	-0.47	1229.86
A	0.96	1008.75	-0.1	-0.47	-513.25
B	0.96	1008.75	-0.8	-0.47	-319.57
C	0.96	1008.75	-0.5	-0.47	-29.05
E	0.96	1008.75	-0.3	-0.47	164.62

TABLE III.11: Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales

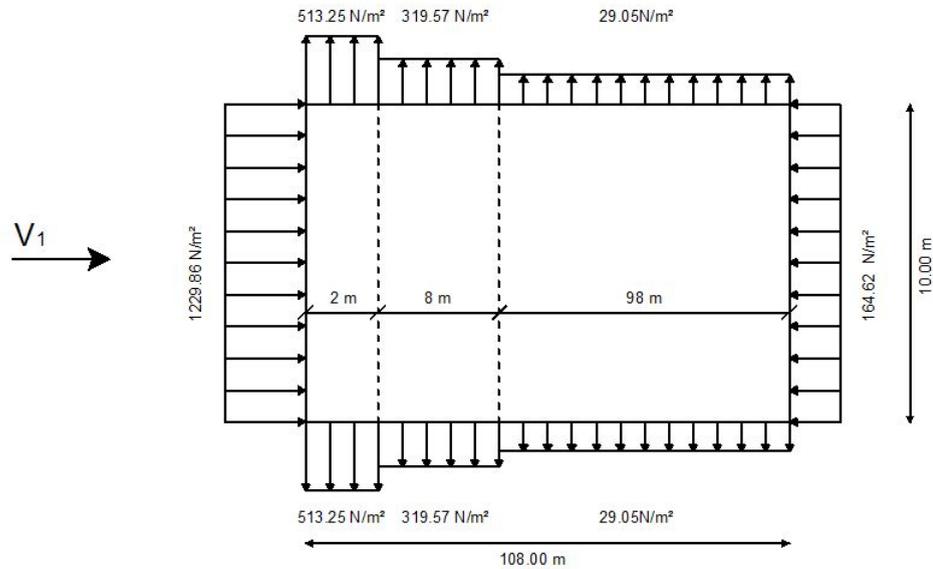


FIGURE III.9: Pression du vent (Sens V_1) sur les parois verticales

Vent sur long-pan (Sens V_4)

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
D	0.85	1008.75	+0.8	-0.5	1114.66
A	0.85	1008.75	-0.1	-0.5	-428.71
B	0.85	1008.75	-0.8	-0.5	-257.23
C	0.85	1008.75	-0.5	-0.5	0
E	0.85	1008.75	-0.3	-0.5	171.48

TABLE III.12: Pression du vent (Sens V_4) sur les parois verticales

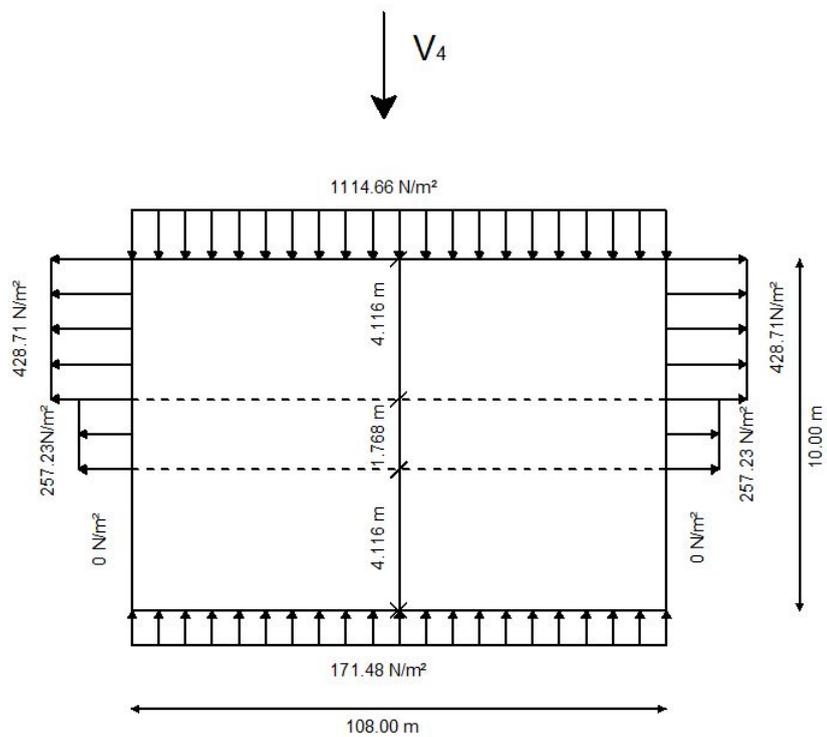


FIGURE III.10: Pression du vent (Sens V_4) sur les parois verticales

III.4.7 Force de frottement du vent F_{fr}

Le calcul de la force de frottement F_{fr} est conditionnée par les conditions suivantes :

$$\begin{cases} d/b \geq 3 \\ d/h \geq 3 \end{cases}$$

La force de frottement est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn} \cdot C_{fr} \cdot S_{fr}) \quad (III.5)$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent ;
- C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface : pour les parois lisses $C_{fr} = 0.01$
- S_{fr} : L'aire de l'élément de surface.

III.4.7.1 Vent sur pignon (sens V_1, V_3)

$$\begin{cases} d/b = 108/39 = 2.75 < 3 \\ d/h = 108/12.56 = 8.60 > 3 \end{cases}$$

L'une des conditions est vérifiée, il y a lieu de considérer la force de frottement.

Surface considérée	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{fr}	$S_{fr}(m^2)$	$F_{fr}(daN)$
Toiture atelier	1087.50	0.01	3229,2	3511.75
Toiture bureaux	1113.75	0.01	1128,168	1256.50
Parois verticales atelier	1061.25	0.01	1088,64	1155.32
parois verticales bureaux	1008.75	0.01	1088,316	1097.84

TABLE III.13: Force de frottement du vent (sens V_1) F_{fr}

III.4.7.2 Vent sue long-pan (sens V_2, V_4)

$$\begin{cases} d/b = 39/108 = 0.36 < 3 \\ d/h = 39/12.56 = 3.1 > 3 \end{cases}$$

L'une des conditions est vérifiée, il y a lieu de considérer la force de frottement.

Surface considérée	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{fr}	$S_{fr}(m^2)$	$F_{fr}(daN)$
Toiture atelier	1087.50	0.01	3229,2	3511.75
Toiture bureaux	1113.75	0.01	1128,168	1256.50
Parois verticales atelier	1061.25	0.01	327.9	348
parois verticales bureaux	1008.75	0.01	101.83	103

TABLE III.14: Force de frottement du vent (sens V_2) F_{fr}

III.5 Charge de la neige

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation "Règlement neige et vent" -RNV99- (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- S_k : Valeur caractéristique de la neige (en kN/m^2) donnée en fonction de l'altitude de la zone de neige ;
- μ : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.

III.5.1 Valeur caractéristique de la neige S_k

Lieu d'implantation du projet : **Arzew (Oran)**, classé en zone **B**, donc :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100} \quad [kN/m^2] \quad (\text{III.7})$$

Avec : H : L'altitude du lieu d'implantation par rapport au niveau de la mer (**Arzew** : H=0).

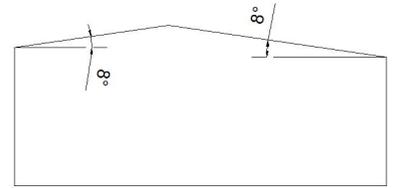
D'où :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot 0 + 10}{100} = 0.1kN/m^2$$

III.5.2 Coefficient de forme de la toiture μ

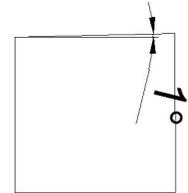
Bloc d'atelier : toiture à deux versants

$$\alpha = 8 \Rightarrow \mu_1 = \mu_2 = 0.8$$



Bloc de bureaux : toiture à un seul versant

$$\alpha = 1.17 \Rightarrow \mu_1 = 0.8$$



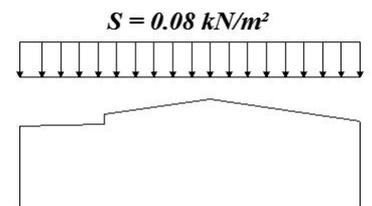
III.5.3 Charges de la neige S

– **Bloc d'atelier** : toiture à deux versants

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \cdot 0.1 = 0.08 \text{ kN/m}^2 = 8 \text{ kgf/m}^2$$

– **Bloc de bureaux** : toiture à un seul versant

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \cdot 0.1 = 0.08 \text{ kN/m}^2 = 8 \text{ kgf/m}^2$$



III.6 Charge thermique

Les joints de dilatation sont conçus à 66m pour le bloc atelier et le bloc bureaux, ainsi les effets dus aux variations de température doivent être pris en compte. Pour la région d'**Arzew** qui est située au nord de l'**Algérie**, selon les "Règles de conception et de calcul des structures en acier" -CCM97- (D.T.R-B.C-2.44), les variations de température suivantes seront considérées : +35 °C et -15 °C.

Chapitre IV

CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DU CHEMIN DE ROULEMENT

IV.1 Introduction

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage, parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournies par le constructeur.

Ce chapitre présente le calcul de deux chemins de roulement d'une longueur de 66m supportant chacun deux ponts roulant d'une puissance de **10t**, et d'une portée de **15.8m** et de **10.5m**.

Les chemins de roulement sont des poutres de **6m** de travée qui s'appuient sur des consoles soudées aux poteaux des portiques.

IV.2 Caractéristiques des ponts roulants

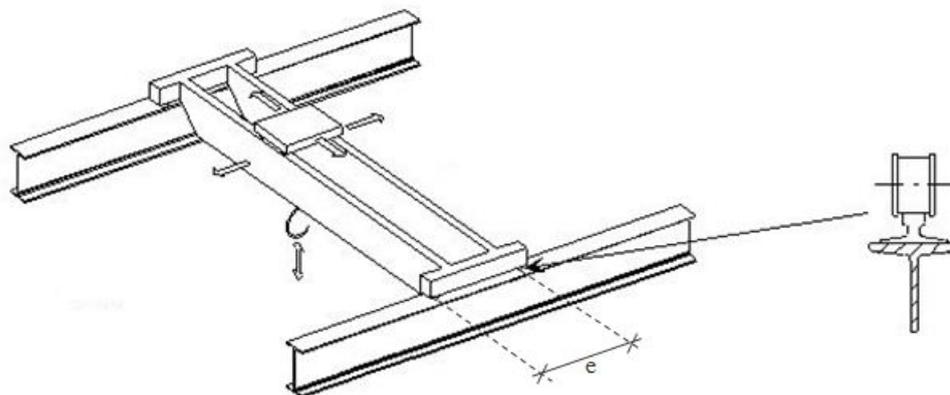


FIGURE IV.1: Schéma 3D du pont roulant

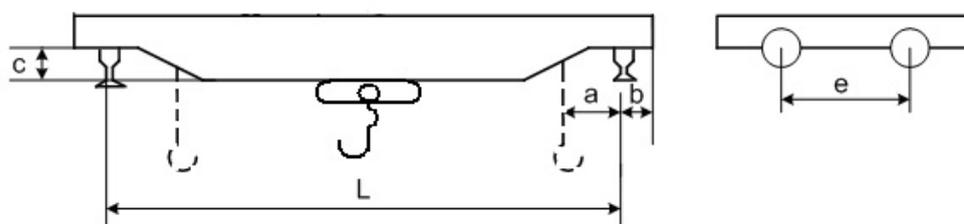


FIGURE IV.2: Schéma 2D du pont roulant

Soit le pont roulant avec la portée de **15.80m**, le pont roulant I ; et celui avec **10.50m** de porte, le pont roulant II.

	L(m)	a_{min} (m)	b(m)	c(m)	e(m)
Pont roulant I	15.80	0.80	0.15	0.50	2.50
Pont roulant II	10.50	0.80	0.15	0.50	2.50

TABLE IV.1: Caractéristiques géométriques des ponts roulants

	Puissance (t)	Vitesse(m/min)			Poids (t)		
		N	Levage	Direction	Translation	Pont	palan
Pont roulant I	10	0.8-5	10-40	5-30	5.562	0.674	6.23
Pont roulant II	10	0.8-5	10-40	5-30	3.152	0.674	3.826

TABLE IV.2: Caractéristiques des ponts roulants

IV.3 Classification des ponts roulants

Les ponts roulants sont classés selon deux critères [3] :

- l'intensité de l'usage du pont ;
- la variation des charges soulevées.

D'où les groupes en fonction de ces caractéristiques selon le CTICM :

I	A-1	A-2	B-1	C-1
II	A-3	B-2	-	C-2
III	-	B-3	-	C-3

TABLE IV.3: Classements des ponts roulants selon le CTICM

Avec :

- Type A : les ponts roulant à usage intensif, (les poutres de roulement doivent être conçues et calculées avec soin) ;
- Type B : les ponts roulant d'usage peu fréquent, (le calcul des poutres de roulement est similaire à celui d'une poutre quelconque sous charges statiques).
- I, II, III : les groupes de ponts roulants (les ponts roulants à crochet sont du groupe II).
- 1 : les ponts utilisés très souvent avec leur charge nominale ;
- 2 : les ponts utilisés souvent avec leur charge nominale ;
- 3 : les ponts utilisés rarement leur charge nominale.

Dans ce projet les deux ponts roulants utilis sont de Type A classe 2 groupe II.

IV.4 Description générale du calcul

En général, les poutres de roulements sont conçues sur deux appuis particulièrement celles destinées à recevoir les ponts de type A, pour que l'altérance de sollicitations $M(+)$, $M(-)$ conduit à réduire les contraintes admissibles en fatigue.

Le moment maximum est déterminé par le théorème de BARRE, il est défini comme suit :

$$M_{max} = M_B = P \frac{(L - \frac{e}{2})^2}{4L} \quad (IV.1)$$

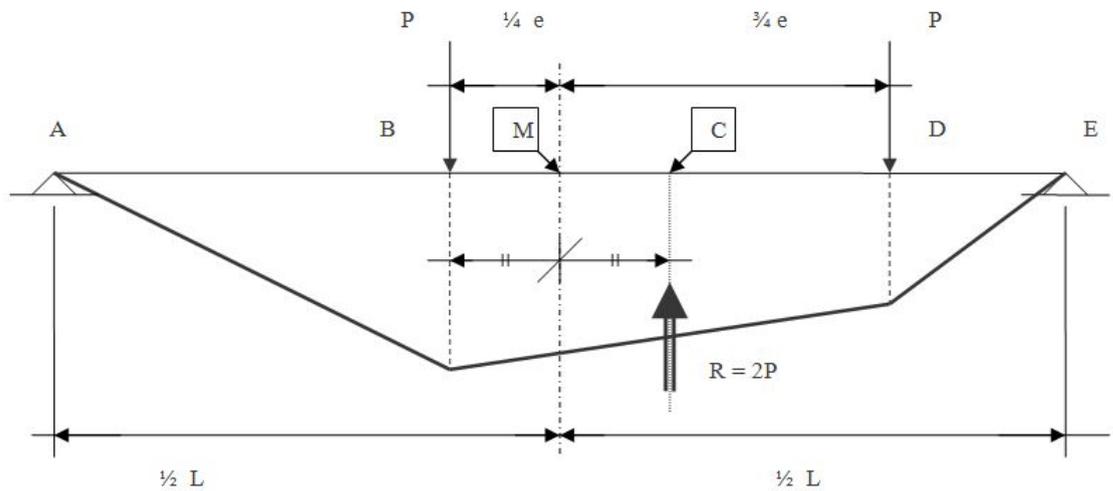


FIGURE IV.3: Moment max. pour deux charges égales (Théorème de Barré)

IV.5 Définitions des charges et coefficients

IV.5.1 Charges verticales (R_{Vmax})

- le poids des poutres de roulement ;
- le poids du pont, du chariot et de la charge soulevée ;
- les surcharges sur passerelles si elles existent.

IV.5.2 Charges horizontales transversales (R_{Hmax})

- réaction transversale provoquée par le roulement ;
- freinage de direction ;
- vent sur la poutre dans le cas des poutres de roulement à l'extérieur du hangar.

IV.5.3 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})

- freinage longitudinale (de translation) ;
- effet de tamponnement
- vent sur pont s'il est à l'extérieur du hangar.

IV.5.4 Coefficients

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients [3] :

- C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail ;

- Ψ : coefficient de majoration dynamique des réaction verticales :
 - Ψ_1 : chemin de roulement,
 - Ψ_2 : support de chemin de roulement.

Groupe du pont roulant	Ψ_1	Ψ_2	C
Pont d'atelier crochet II	1.15	1.05	0.20

IV.6 Calcul des réactions des galets d'un pont roulant

IV.6.1 Charges statiques (Réactions par galet)

	R_{max} (daN)	R_{min} (daN)
Pont roulant I	7100	1706
Pont roulant II	6362	1245

TABLE IV.4: Charges statiques des ponts roulants (R)

IV.6.2 Charges verticales (R_{Vmax})

$$R_{Vmax} = \Psi_1 \cdot R_{max} \quad (IV.2)$$

$$R_{Vmin} = \Psi_1 \cdot R_{min} \quad (IV.3)$$

	R_{Vmax} (daN)	R_{Vmin} (daN)
Pont roulant I	8165	1962
Pont roulant II	7317	1432

TABLE IV.5: Charges verticales (R_{Vmax})

IV.6.3 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})

$$R_{Lmax} = C \cdot R_{max} \quad (IV.4)$$

$$R_{Lmin} = C \cdot R_{min} \quad (IV.5)$$

	R_{Lmax} (daN)	R_{Lmin} (daN)
Pont roulant I	1420	341.20
Pont roulant II	1272.40	249

TABLE IV.6: Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})

IV.6.4 Charges horizontales transversales (R_{Hmax})

IV.6.4.1 Palan au milieu de la portée du pont

$$R_{H1max} = \pm[0.024(K + N + B)\frac{L}{e} + 0.021(N + K)] \quad (IV.6)$$

$$R_{H1min} = \pm[0.024(K + N + B)\frac{L}{e} - 0.021(N + K)] \quad (IV.7)$$

	$R_{H1max}(daN)$	$R_{H1min}(daN)$
Pont roulant I	2680	2240
Pont roulant II	1620	1170

TABLE IV.7: Charges horizontales transversales (R_{H1max})

IV.6.4.2 Palan à distance minimale du chemin de roulement

$$R_{H2max} = \pm[0.0052(K + N + B)\frac{L}{e} + 0.021(N + K)] \quad (IV.8)$$

$$R_{H2min} = \pm[0.0052(K + N + B)\frac{L}{e} - 0.021(N + K)] \quad (IV.9)$$

	$R_{H2max}(daN)$	$R_{H2min}(daN)$
Pont roulant I	1280	1080
Pont roulant II	602	154

TABLE IV.8: Charges horizontales transversales (R_{H2max})

IV.6.5 Récapitulation des résultats des réactions

Réactions	$R(daN)$	$R_V(daN)$	$R_L(daN)$	$R_{H1}(daN)$	$R_{H2}(daN)$
Max	7100	8165	1420	2688	1280
Min	1706	1962	341.2	2240	1080
Max	6362	7317	1272.40	1620	602
Min	1245	1432	249	1170	154

TABLE IV.9: Réactions des galets des deux ponts roulants en charge

IV.7 Choix du rail

Pour $R_{max} = 7.1t$ on adopte des rails en acier de type A65 [3].

	Poids(kg/m)	H(mm)	P(mm)	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ely}(cm^3)$	A(cm^2)
A 65	43.5	75	175	608	319	69.6	55.4

TABLE IV.10: Caractéristiques du rail A65

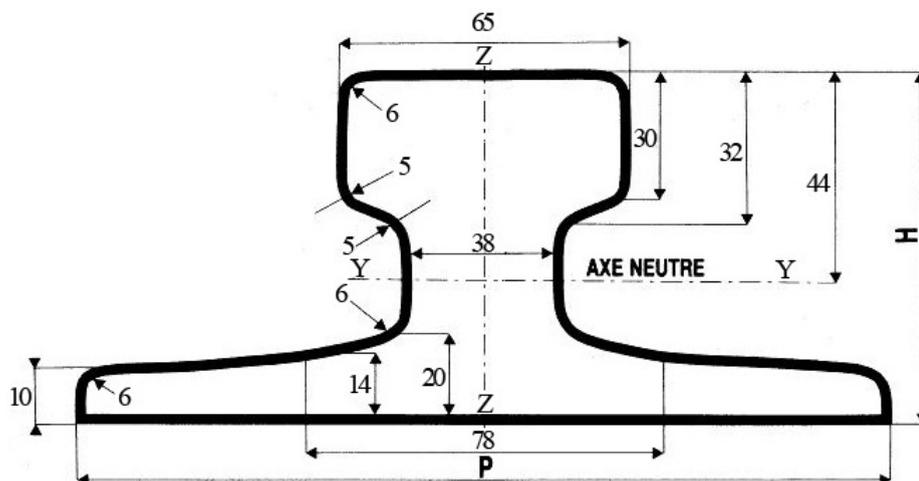


FIGURE IV.4: Caractéristiques géométriques du rail

IV.7.1 Fixation du rail sur la poutre de roulement

Le rail est fixé sur la poutre de roulement à l'aide d'une attache appelée Crapaud, figurée ci-dessus :

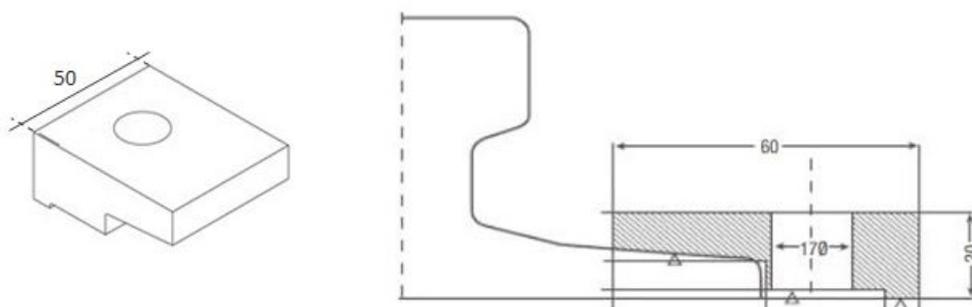


FIGURE IV.5: Crapaud pour rail A65

IV.8 Dimensionnement de la poutre de roulement

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement "CCM97" [4].

IV.8.1 Condition de flèche

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut vérifier donc que :

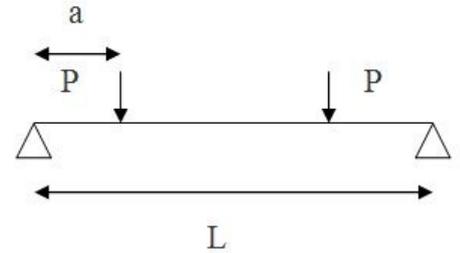
$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{750} = 0.8cm$$

On prendra compte seulement la première travée où il existe la flèche maximale car l'influence des charges est faible pour les autres travées. Ceci est sécurisant.

La méthode consiste à superposer les flèches causées par :

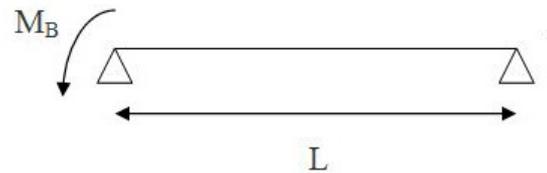
IV.8.1.1 Les deux charges sur galets

$$f_1 = \frac{P \cdot a \cdot L^2}{24E \cdot I} \left(3 - \frac{4 \cdot a^2}{L^2} \right)$$



IV.8.1.2 Le moment sur appuis

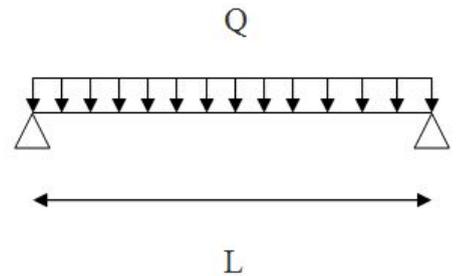
$$f_2 = -\frac{|M_B| \cdot L^2}{16E \cdot I}$$



Avec : $M_B = 0.1286 \cdot 71 \cdot 6 = 54.80 \text{ kN.m}$

IV.8.1.3 Le poids propre de la poutre

$$f_3 = \frac{5 \cdot Q \cdot L^2}{384E \cdot I}$$



Avec :

– $Q = \text{poids propre de la poutre} + \text{poids propre du rail}$

On choisit une poutre HEB320 :

– $q = 127 \text{ kg/m} \Rightarrow Q = 1.27 + 0.435 = 43.93 \text{ kN/m}$,

– $I = 30820 \text{ cm}^4$,

$$E \cdot I = (21 \cdot 10^7) \cdot (30820 \cdot 10^{-8}) = 64722 \text{ kN.m}^2$$

D'où :

$$f = \frac{1}{64722} \left[\frac{71 \cdot 2.5 \cdot 6^2}{24} \cdot \left(3 - \frac{4 \cdot 2.5^2}{6^2} \right) + \frac{5 \cdot 43.93 \cdot 6^4}{384} - \frac{54.80 \cdot 6^2}{16} \right] = 0.80 \text{ cm}$$

La flèche maximale **0.80cm** est égale à la valeur admissible (**0.8cm**), on prend alors comme poutre de roulement le profilé **HEB320**.

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
HEB 320	127	320	300	11.5	20.5	27	161.3

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$
HEB 320	30820	9239	2149	939.1

TABLE IV.11: Caractéristiques du profilé HEB320

IV.8.2 Classe du profilé

IV.8.2.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad (IV.10)$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{225}{11.5} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 19.56 < 58.58 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

IV.8.2.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi \quad (IV.11)$$

$$\frac{150}{20.5} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 7.31 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

IV.8.3 Résistance du profilé sous charges verticales

IV.8.3.1 Vérification à l'état limite ultime (flexion)

$$M_{y,sd} \leq M_{c,Rd} \quad (IV.12)$$

avec :

- M_{cRd} : Résistance de calcul de la section transversale à la flexion :

$$M_{c.rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 69354.09 daN.m \quad (IV.13)$$

- M_{ySd} : moment sollicitant dû à R_V et au poids propre du chemin de roulement :

Moment dû à la réaction R_V :

$$M_V = R_{Vmax} \frac{(L - \frac{\epsilon}{2})^2}{4L} = 7676 daN.m$$

Moment dû au poids propre (HEB320 + A65) :

$$M_{Pp} = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{(127 + 43.5) \cdot 6^2}{8} = 767.25 daN.m$$

$$M_{ySd} = 1.5 \cdot M_V + 1.35 \cdot M_{Pp} = 12549.80 daN.m$$

Donc :

$$M_{ySd} = 12549.80 daN.m \ll M_{c.rd} = 69354.09 daN.m \rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.8.3.2 Résistance de la section à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plRd} \quad (IV.14)$$

avec :

- V_{plRd} : Résistance ultime au cisaillement :

$$V_{plRd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad (IV.15)$$

$$A_v = (A - 2b) \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f = 319707.75 mm^2$$

D'où :

$$V_{plRd} = \frac{319707.75 \cdot 355}{1.1 \sqrt{3}} = 5957008.29 daN$$

- V_{sd} : Effort tranchant sollicitant dû à R_V et au poids propre du chemin de roulement :

Effort tranchant dû à la réaction R_V :

$$V_V = R_{V_{max}} \cdot x \frac{4}{L} = 16330 daN$$

Effort tranchant dû au poids propre (HEB320 + A65)

$$V_{Pp} = \frac{G \cdot L}{4} = \frac{(134 + 43.5) \cdot 6}{4} = 255.75 daN$$

$$V_{sd} = 1.5 \cdot V_V + 1.35 \cdot V_{Pp} = 24840,26 daN$$

Donc :

$$V_{sd} = 24840,26 daN \ll V_{plRd} = 5957008.29 daN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.8.4 Vérification sous charges horizontales

$$M_{sd} \leq M_{cRd} \tag{IV.16}$$

avec :

– M_{cRd} : Résistance de calcul de la section transversale à la flexion :

$$M_{c.rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 30307.32 daN.m$$

– M_{sd} : moment sollicitant dû à R_{H1} :

Moment dû à la réaction R_{H1} :

$$M_H = \frac{2 \cdot R_{H1}}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = 5054 daN.m$$

Donc :

$$M_{sd} \leq M_{cRd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.8.5 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement

Si $d/t_w \leq 69\xi$, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Avec :

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$$

On à : $d/t_w = 225/11.5 = 19.56 < 55.89$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

IV.8.6 Résistance au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{IV.17})$$

vspace-0.5cm

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I ;
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$
- $\chi = \chi_{lt}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w} \quad (\text{IV.18})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[\frac{LGI_t}{\pi EI_w} \right]^{0.25}} \quad (\text{IV.19})$$

- C_1 : facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement ;
 $C_1 = 1.046$
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} = 8.08 \cdot 10^4 N/cm^2$
- I_t : moment d'inertie de torsion ;
 $I_t = 225.1 cm^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement ;
 $I_w = 2.069 cm^4$

– I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;

$$I_z = 9239 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{LT} = 0.63$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 76.40 \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 8.2 \cdot 10^{-3}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.48 \Rightarrow \chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.49$$

$$(\alpha_{LT} = 0.21)$$

D'où :

$$M_{b,rd} = 33983.46 \text{ daN.m}$$

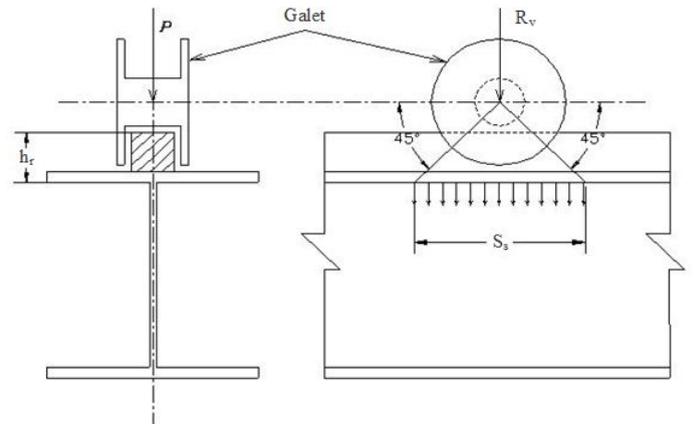
Donc :

$$M_{b,rd} = 33983.46 \text{ daN.m} \gg M_{y,sd} = 11572 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.8.7 Résistance de l'âme aux charges transversales

IV.8.7.1 Résistance à l'écrasement

$$f_{sd} \leq R_{y,rd} \quad (\text{IV.20})$$



Avec : $R_{y,rd}$: L'effort résistant à l'écrasement :

$$R_{y,rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{ml} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

– S_y : Longueur d'appuis rigide ;

$$- S_y = 2(h_R + t_f) \sqrt{[1 - (\gamma_{m0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]}$$

- h_R : la hauteur de rail ;
 $h_R = 75mm$
- t_f : largeur de l'âme ;
 $t_f = 20.5mm$
- $\sigma_{f.Ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle.
 $\sigma_{f.Ed} = \frac{M_{ySd}}{W_{ely}} = 53.62daN/mm$

D'où :

$$S_y = 181.47mm \rightarrow R_{y.rd} = 702783.81daN$$

$$f_{sd} = R_{Vmax} = 7317daN$$

Donc :

$$R_{Vmax} \ll R_{y.rd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.8.7.2 Résistance à l'enfoncement local

Il faut satisfaire les critères suivants :

$$f_{Sd} \leq R_{a.Rd} \tag{IV.22}$$

$$M_{Sd} \leq M_{c.Rd} \tag{IV.23}$$

$$\frac{f_{Sd}}{R_{a.Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c.Rd}} \leq 1.5 \tag{IV.24}$$

On à :

$$R_{a.rd} = 0.5t_w^2(E \cdot f_{yw})^{0.5} \cdot \left[\left(\frac{t_f}{t_w} \right)^0.5 + \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \left(\frac{S_s}{d} \right) \right] / \gamma_{m1} \tag{IV.25}$$

- $t_w = 11.5mm$
- $t_f = 20.5mm$
- $d = 225mm$
- $S_s = 86.63mm$

$$M_{c.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

D'où :

$$R_{a.rd} = 785573daN, M_{c.rd} = 77712.73daN.m$$

Donc :

$$f_{sd} = R_L = 1420daNdaN < R_{a.Rd} = 785573daN \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$M_{Sd} = 11560daN.m < M_{c.Rd} = 77712.73daN.m \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{f_{sd}}{R_{a.Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c.Rd}} = 0.15 \leq 1.5 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.8.7.3 Résistance au voilement

$$b_{eff} \leq b \quad (\text{IV.26})$$

On à :

$$b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)} = \sqrt{(115600 + 7504,7569)} = 350.86mm$$

$$b_{eff} > b = 300mm \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

L'âme ne résiste pas au voilement local, on rajoute donc des raidisseurs transversaux d'une épaisseur de 10mm, soudés avec un cordon de soudure de 8mm, chaque 1m le long du chemin de roulement.

IV.8.7.4 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{Aw}{Af_c}}$$

Avec :

– Aw : Aire de l'âme :

$$Aw = t_w(h - 2t_f) = 3564mm^2$$

– Af_c : Aire de la semelle comprimée :

$$Af_c = b \cdot t_f = 6450mm^2$$

– F_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée : $F_{yt} = 355N/mm^2$

– E : Module d'élasticité :

$$E = 21 \cdot 10^4 N/mm^2$$

– K : Coefficient pris égal à 0.3 pour une semelle de classe I ;

$$\left\{ \begin{array}{l} K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \cdot \frac{21 \cdot 10^4}{355} \cdot \sqrt{\frac{769.56}{606.8}} = 131.92 \\ \frac{d}{t_w} = 25.44 < 131.92 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

IV.9 Calcul du support du chemin de roulement

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicitée par les efforts suivant :

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail ;
- Les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant ;
- Le poids propre de la console elle même.

IV.9.1 Charges verticales

1. Charge verticale non pondérée :

$$P' = Q \cdot l + R_{max} \cdot \left(2 - \frac{\epsilon}{l}\right) \cdot \psi_2 = 13241,50kg$$

2. Charge verticale pondérée : $P = 1.35 \cdot Q \cdot l + 1.5 \cdot R_{max} \cdot \left(2 - \frac{\epsilon}{l}\right) \cdot \psi - 2 = 19143.38kg$

IV.9.2 Charges horizontales

$$H = 1.5 \cdot R_{Hmax} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon}{l}\right) \cdot \psi_2 = 2462,25kg$$

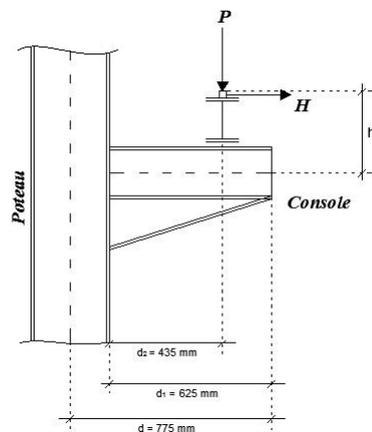


FIGURE IV.6: Support du chemin de roulement

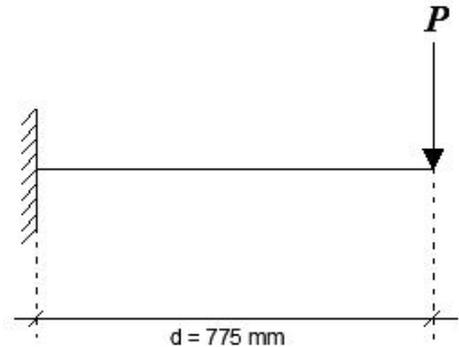
IV.9.3 Dimensionnement du support du chemin de roulement

La flèche verticale du chemin de roulement est limitée à $d/500$:

$$f = P' \frac{d^3}{3EI} \leq \frac{d}{500}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{P' \cdot d^2 \cdot 500}{3E}$$

$$\Rightarrow I \geq 5990,46 \text{ cm}^4$$



Suivant le moment d'inertie I obtenu on choisi le profilé **HEA240**.

	$P(\text{kg/m})$	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$
HEA 240	60.3	230	240	7.5	12	21	76.84

	$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$W_{pl,z}(\text{cm}^3)$
HEA 240	7763	2769	744.6	230.7

TABLE IV.12: Caractéristiques du profilé HEA240

IV.9.4 Classe de la section transversale

IV.9.4.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad (\text{IV.27})$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{164}{7.5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 21.87 < 58.58 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

IV.9.4.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi \quad (\text{IV.28})$$

$$\frac{120}{12} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6.98 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

IV.9.5 Vérification du HEA240 au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \left(\frac{E}{f_{yt}}\right) \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}} \quad (\text{IV.29})$$

Avec :

– A_w : Aire de l'âme :

$$A_w = (h - 2b)t_w = 1545 \text{mm}^2$$

– $A f_c$: Aire de la semelle comprimée :

$$A f_c = (h \cdot t_f) = 2880 \text{mm}^2$$

– f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée :

$$f_{yt} = 355$$

– K : Coefficient en fonction de la classe de la semelle (pour la classe I : $K = 0.3$)

$$K \cdot \left(\frac{E}{f_{yt}}\right) \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}} = 130 > \frac{d}{t_w} = 21,87$$

Donc la stabilité du HEA240 au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

IV.9.6 Vérification des contraintes

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{IV.30})$$

Avec :

– A_v : Aire de cisaillement, pour les profilés en H :

$$A_v = 1.04 \cdot h \cdot t_w = 1794 \text{mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{1794 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1.1} = 33427 \text{daN}$$

$$V_{sd} = P = 19143.38 \text{daN} > 0.5 V_{pl.Rd} \Rightarrow M_{c.Rd} = M_{v.Rd}$$

$$M_{v.Rd} = (w_{ply} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4t_w}) \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

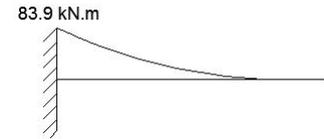
Avec :

$$\rho = (2V_{sd} / V_{pl.Rd} - 1)^2 = (2 \cdot 19143.38 / 33427 - 1)^2 = 0.02$$

$$M_{v.Rd} = \left(744600 - \frac{0.02 \cdot 3218436}{30} \right) \cdot 355 / 1.1 = 239.61 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 83.90 \text{ kN.m} < M_{v.Rd}$$

⇒ Condition vérifiée

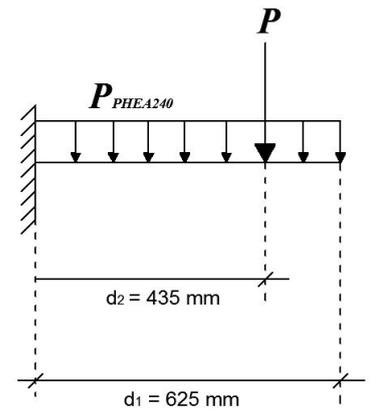


IV.9.7 Vérification de la flèche

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{d}{500} = 0.155 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{P \cdot d_2^3}{3EI} + \frac{P_{PHEA240} \cdot d_1^4}{8EI} = 0.022 \text{ cm}$$

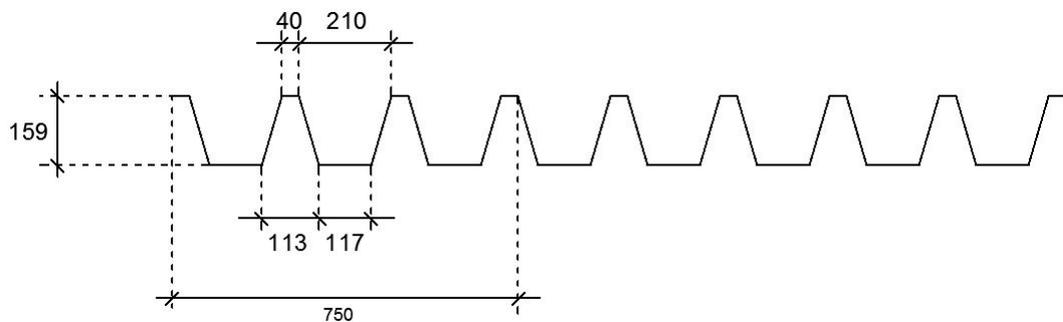
⇒ $f_{max} < f_{adm}$



Chapitre V

DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

V.1 Caractéristiques de la tôle de couverture



- Poids propre (Genus 160 10/10ème)
- Nuance d'acier
- Limite de rupture
- Limite d'élasticité
- flèche admissible
- module de résistance
- moment d'inertie

$$P = 15.70 \text{ kg/m}^2$$

$$FeE360$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = l/200$$

$$\omega = 70 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$I = 659 \text{ cm}^4/\text{m}$$

V.2 Calcul des pannes de couverture

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en IPE. Elles sont soumises à la flexion biaxiale sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Ils sont calculés suivant le "CCM97".

V.2.1 Charges à prendre en considération

- Charges permanentes ($P_{tôle} + P_{isolant}$) $G = 0.157 + 0.131 = 0.288kN/m^2$
- Charges d'entretien $Q = 1kN/m^2$
- Action de la neige $S = 0.08 \cdot \cos\alpha \simeq 0.08kN/m^2$
- Action du vent $W = -1.44kN/m^2$

V.2.2 Espacement entre pannes

On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 5 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1.5m.

V.2.2.1 Combinaisons des charges et actions

Les charges d'entretien ne sont pas cumulable avec les actions climatiques, donc les combinaisons d'actions seront les suivantes :

$$q_1 = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \cdot 0.288 \cdot 1) + (1.50 \cdot 1 \cdot 1) = 1.89kN/m$$

$$q_2 = 1.35G + 1.5S = (1.35 \cdot 0.288 \cdot 1) + (1.50 \cdot 0.08 \cdot 1) = 0.51kN/m$$

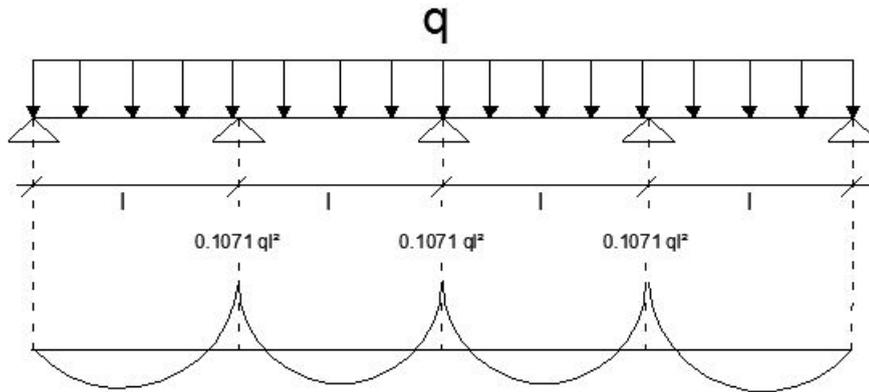
$$q_3 = 1.35G + 1.5W = (1.35 \cdot 0.288 \cdot 1) + (1.50 \cdot (-1.44) \cdot 1) = -1.77kN/m$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 1.89kN/m$$

V.2.2.2 Moment maximum pour une poutre continue sur 5 appuis simples

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaire de la R.D.M par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous.

$$M_{max} = 0.1071 \cdot ql^2$$



- $q = 1.89\text{kN/m}$
- l : espacement entre pannes.

V.2.2.3 Calcul de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{max}}{\omega} \leq f_y \Rightarrow M_{max} \leq f_y \cdot \omega \quad (\text{V.1})$$

$$\Rightarrow 0.1071ql^2 < f_y \cdot \omega$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \cdot \omega}{0.1071 \cdot q}}$$

On prend :

$$e = 1.85\text{m} < l$$

V.2.3 Dimensionnement des pannes

$$G = 0.288 \cdot 1.85 = 0.54\text{kN/m}^2$$

$$Q = 1 \cdot 1.85 = 1.85\text{kN/m}^2$$

$$S = 0.08 \cdot 1.85 = 0.148\text{kN/m}^2$$

$$W = -1.44 \cdot 1.85 = -2.66\text{kN/m}^2$$

V.2.3.1 Combinaisons des charges

1. à l'ELU :

$$q_1 = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \cdot 0.54) + (1.50 \cdot 1.85) = 3.50\text{kN/m}$$

$$q_2 = 1.35G + 1.5S = (1.35 \cdot 0.54) + (1.50 \cdot 0.148) = 1.03kN/m$$

$$q_3 = 1.35G + 1.5W = (1.35 \cdot 0.54) + (1.50 \cdot (-2.66)) = -3.26kN/m$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 3.50kN/m$$

2. à l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q = 0.54 + 1.85 = 2.39kN/m$$

$$q_{s2} = G + S = 0.54 + 0.148 = 0.69kN/m$$

$$q_{s3} = G + W = 0.54 - 2.66 = -2.12kN/m$$

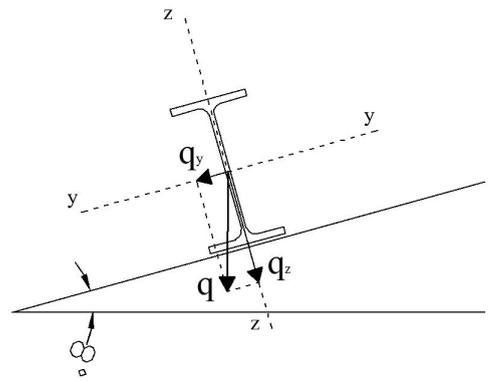
$$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 2.39kN/m$$

$$q_y = q \cdot \sin\alpha = 0.5kN/m$$

$$q_z = q \cdot \cos\alpha = 3.47kN/m$$

$$q_{sy} = q_s \cdot \sin\alpha = 0.33kN/m$$

$$q_{sz} = q_s \cdot \cos\alpha = 2.37kN/m$$



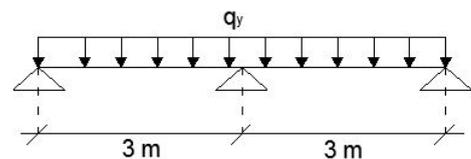
V.2.3.2 Calcul des moments sollicitants (ELU)

Plan (y-y)

$$M_{zsd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 0.57kN.m$$

$$M_{zsd} \leq M_{zRd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow w_{plz} \geq \frac{M_{zsd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 1.73cm^3$$

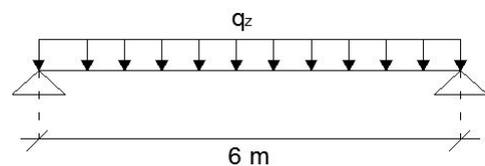


Plan (z-z)

$$M_{ysd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 15.62kN.m$$

$$M_{ysd} \leq M_{yRd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow w_{ply} \geq \frac{M_{ysd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 48.4cm^3$$



V.2.3.3 Condition de flèche (ELS)

Plan (y-y)

$$\delta = 0.415 \cdot \frac{5 \cdot \dot{q}_y \cdot l_y^4}{384E \cdot I_z} \quad (\text{V.2})$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = 1.5cm$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0.415 \cdot \frac{5 \cdot \dot{q}_y \cdot l_y^4}{384E \cdot \delta_{max}}$$

$$I_z \geq 0.415 \cdot \frac{5 \cdot 0.33 \cdot 300^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 1.5} = 4.6cm^4$$

Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384E \cdot I_y} \quad (\text{V.3})$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = 3cm$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot \dot{q}_z \cdot l_z^4}{384E \cdot \delta_{max}}$$

$$I_z \geq \frac{5 \cdot 2.37 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 3} = 634.82cm^4$$

V.2.3.4 Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE 160**.

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_p l_y(cm^3)$	$W_p l_z(cm^3)$
IPE 160	869.3	68.31	123.9	26.10

TABLE V.1: Caractéristiques du profilé IPE 160

V.2.3.5 Condition de flèche avec poids propre inclus

$$q_{max} = G + Q = (0.288 + 0.158) \cdot 1.85 + 1 \cdot 1.85 = 2.68kN/m$$

$$q_y = q \cdot \sin\alpha = 0.37kN/m$$

$$q_z = q \cdot \cos\alpha = 2.65kN/m$$

Plan (y-y)

$$\delta = 0.415 \cdot \frac{5 \cdot \dot{q}_y \cdot l_y^4}{384E \cdot I_z} = 0.415 \cdot \frac{5 \cdot 0.37 \cdot 300^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 68.31} = 0.11cm < 1.5cm$$

Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \cdot \dot{q}_z \cdot l_z^4}{384E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 2.65 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 869.3} = 1.02cm < 3cm$$

La condition de flèche est vérifiée.

V.2.4 Classe du profilé

V.2.4.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{127.2}{5} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 25,44 < 58.58 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

V.2.4.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{41}{7.4} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 5.54 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

V.2.5 Vérification des contraintes

Les pannes travaillent à la flexion composée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{z\text{sd}}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{Nz\text{sd}}}\right)^\beta \leq 1$$

Pour un profilé en I :

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1$$

$$M_{NyRd} = M_{NyRd} \frac{(1-n)}{(1-0.5a)}$$

Avec :

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} = 0$$

$$a = \frac{A-2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{20.1-2 \cdot 7.3 \cdot 0.69}{20.1} = 0.4$$

$$\text{D'où : } M_{NyRd} = \frac{M_{NyRd}}{(1-0.5a)}$$

$$n < a \Rightarrow M_{NzRd} = M_{plzRd} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{V.4})$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{y\text{sd}} \cdot \gamma_{M0} \cdot (1-0.5a)}{W_{ply} \cdot f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z\text{sd}} \cdot \gamma_{M0}}{W_{plz} \cdot f_y}\right)^1 \leq 1$$

$$q_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.288 + 0.158) \cdot 1.85 + 1.5 \cdot 1.85 = 3.89kN/m$$

$$q_y = q \cdot \sin\alpha = 0.54kN/m$$

$$q_z = q \cdot \cos\alpha = 3.58kN/m$$

$$M_{y\text{sd}} = q_z \cdot \frac{l_z^2}{8} = 16.11kN.m$$

$$M_{z\text{sd}} = q_y \cdot \frac{l_y^2}{8} = 0.60kN.m$$

$$\Rightarrow \left(\frac{16.11 \cdot 10^2 \cdot 1.1 \cdot (1-0.5 \cdot 0.4)}{123.9 \cdot 35.5}\right)^2 + \left(\frac{0.6 \cdot 10^2 \cdot 1.1}{26.1 \cdot 35.5}\right)^1 = 0.17 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

V.2.6 Résistance de la panne au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I;
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$
- $\chi = \chi_{lt}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement ;

$$C_1 = 1.132$$

- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} = 8.08 \cdot 10^4 N/cm^2$

- I_t : moment d'inertie de torsion ;

$$I_t = 3.6 cm^4$$

- I_w : moment d'inertie de gauchissement ;

$$I_w = 3.96 \cdot 10^{-3} cm^6$$

- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;

$$I_z = 1.84 cm^4$$

$$\lambda_{LT} = 340.87$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 76.40 \bar{\lambda}_{LT} = 4.46$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 10.9 \bar{\chi}_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.048$$

$$(\alpha_{LT} = 0.21)$$

$$D'où : M_{b,rd} = 19193.24 daN.m$$

$$Donc : M_{b,rd} = 19193.24 daN.m \gg M_{y,sd} = 1611 daN.m \rightarrow \text{Vérifiée}$$

V.2.7 Résistance au voilement par cisaillement

Si $d/t_w \leq 69\xi$, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Avec :

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$$

On a : $d/t_w = 127.2/5 = 25.44 < 55.89$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

V.2.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{Aw}{Af_c}}$$

Avec :

– Aw : Aire de l'âme :

$$Aw = t_w(h - 2t_f) = 769.56 \text{ mm}^2$$

– Af_c : Aire de la semelle comprimée :

$$Af_c = b \cdot t_f = 606.8 \text{ mm}^2$$

– F_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée :

$$F_{yt} = 355 \text{ N/mm}^2$$

– E : Module d'élasticité :

$$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$$

– K : Coefficient pris égal à 0.3 pour une semelle de classe I ;

$$\begin{cases} K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{Aw}{Af_c}} = 0.3 \cdot \frac{21 \cdot 10^4}{355} \cdot \sqrt{\frac{769.56}{606.8}} = 199.85 \\ \frac{d}{t_w} = 25.44 < 199.85 \end{cases}$$

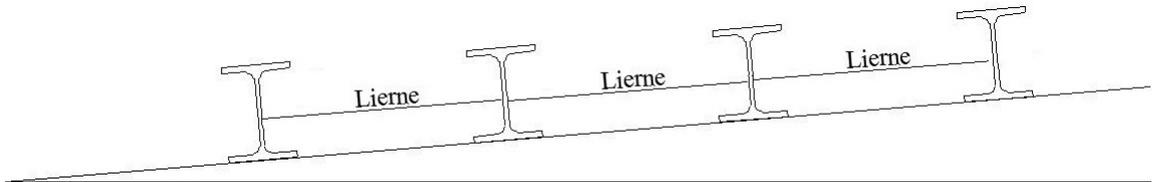
La condition est vérifiée.

V.2.9 Conclusion

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité. Donc il est convenable pour assurer le rôle des pannes.

V.3 Calcul des liernes

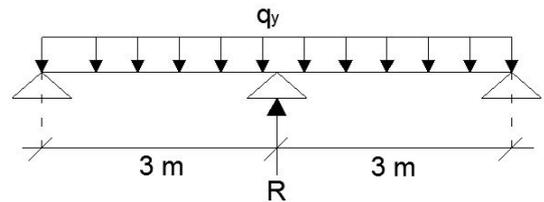
Les liernes de pannes sont des tiges filetées de part et d'autre disposées à mi-portée perpendiculairement aux pannes dans le plan de la toiture, leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes en réduisant la portée transversale de ces derniers.



V.3.1 Les efforts dans les liernes

$$R = 1.25 \cdot Q_y \cdot l_y$$

$$= 1.25 \cdot 0.54 \cdot 3 = 2.025 \text{ kN}$$



Effort dans les tronçons de lierne de L_1 à L_8 :

$$T_1 = R/2 = 1.0125 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 3.0375 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 5.0625 \text{ kN}$$

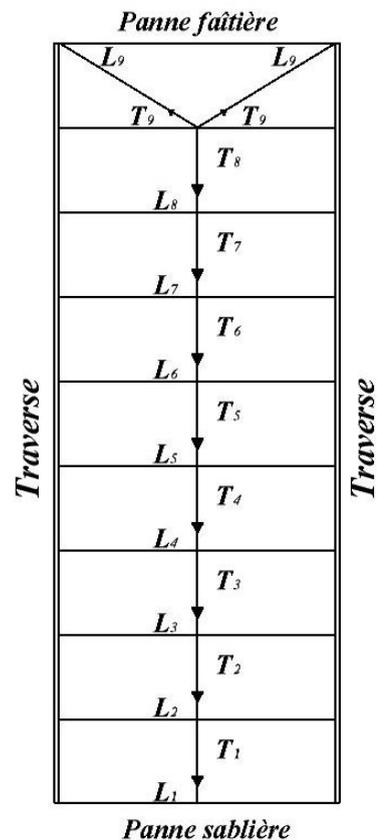
$$T_4 = R + T_3 = 7.0875 \text{ kN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 9.1125 \text{ kN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 11.1375 \text{ kN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 13.1625 \text{ kN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 15.1875 \text{ kN}$$



V.3.2 Dimensionnement des liernes

$$N_{sd} \leq N_{plRd} \quad (V.5)$$

Avec :

– N_{plRd} : Effort normal résistant :

$$N_{plRd} = A_s \cdot (f_y / \gamma_{M0})$$

– N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$$\begin{aligned} N_{sd} \leq A_s \cdot (f_y / \gamma_{M0}) &\Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \\ &\Rightarrow A_s \geq \frac{15,1875 \cdot 1.1}{355 \cdot 10^{-3}} = 47,06 \text{mm}^2 \end{aligned}$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\phi 12$ et d'une section résistante $A_s = 84.30 \text{mm}^2$

V.4 Calcul des potelets

Ce sont des éléments secondaires prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée de la tôle supportant les panneaux isolants.

Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre de la tôle ondulée, des panneaux isolants, et celui du potelet lui même.

Après plusieurs simulations, on suppose que le potelet et un profilé IPE270, avec les Caractéristiques suivantes :

	$P(\text{kg/m})$	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	45.9cm ²

	$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$
IPE 270	5790	420	484	96.95

TABLE V.2: Caractéristiques du profilé IPE 270

V.4.1 Actions et sollicitations

Poids des parois (panneau + tôle) :

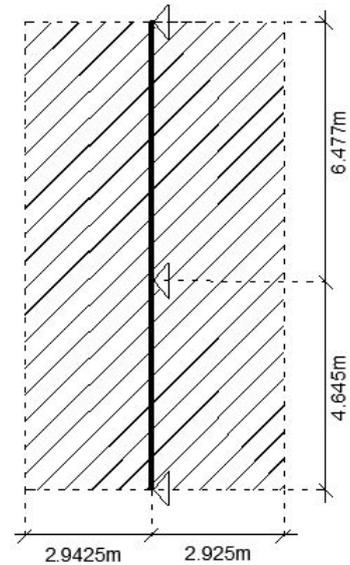
$$G = (17.2 + 7.8) \cdot 5.8675 = 146.69 \text{ kg/ml}$$

Action du vent (vent sur pignon sens v_2) :

$$w = 1220.44 \cdot 5.8675 = 7161 \text{ N/ml}$$

Poids propre du potelet :

$$P = 36.1 \text{ kg/ml}$$



Le moment sollicitant le potelet est dû à l'action du vent $w = 7161 \text{ N/ml}$:

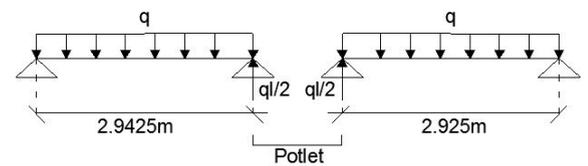
$$M_{sd} = 37.55 \text{ kN.m}$$

L'effort normal sollicitant :

$$N_{sd} = 2(ql/2) + P_p$$

$$N_{sd} = 2(146.69 \cdot 11.122/2) + 36.1 \cdot 11.122$$

$$N_{sd} = 20.33 \text{ kN}$$



V.4.2 Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{N.Rd}$$

Avec :

– M_{sd} : Moment sollicitant :

$$M_{sd} = 37.55 \text{ kN.m}$$

– $M_{N.Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial :

$$M_{Ny.Rd} = \frac{M_{pl.Rd}(1-n)}{1-0.5a} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{1-n}{1-0.5a}$$

Avec :

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{A \cdot f_y} = \frac{20.33 \cdot 1.1}{4590 \cdot 235 \cdot 10^{-3}} = 0.02$$

$$a = \frac{a - 2b \cdot t_f}{A} = \frac{4590 - 2 \cdot 135 \cdot 10.2}{4590} = 0.4$$

Donc :

$$M_{Ny.Rd} = \frac{484 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1.1} \cdot \frac{1-0.02}{1-0.5 \cdot 0.4} = 126.66 kN.m$$

$$M_{sd} \ll M_{Ny.Rd} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

V.4.3 Résistance au flambement

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b.Rd}$: Résistance au flambement ;
- $\beta_A = 1$ pour les section de classe I ;
- $\gamma_{M1} = 1.1$;
- χ : Coefficient de réduction, dépend de $\bar{\lambda}$;
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit :
 $\bar{\lambda} = (\lambda/\lambda_1)\sqrt{\beta_A} = \lambda/93.9\varepsilon = \lambda/76.4$
- λ : calculé à la base des caractéristique de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \\ t_f = 10.2mm < 40mm \end{cases}$$

Donc les courbes de flambement considérées pour chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\rightarrow \alpha = 0.21$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0.34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = l_y/i_y = 778.5/11.2 = 69.5 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.9$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = l_z/i_z = 778.5/3.02 = 229.2 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 3$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3.1$$

Coefficient de réduction : χ est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi = 0.0994$$

Résistance au flambement :

$$N_{b.Rd} = \frac{0.0994 \cdot 1 \cdot 4950 \cdot 355}{1.1} = 158.80 kN$$

$$N_{sd} = 20.33 \ll N_{b.Rd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.4 Résistance au voilement par cisaillement

Si $d/t_w \leq 69\varepsilon$, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$$

$$\text{On a : } d/t_w = 219.6/6.6 = 33.28 < 55.89$$

Donc, il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

V.4.5 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}}$$

Avec :

- A_w : Aire de l'âme :
 $A_w = d \cdot t_w = 219.6 \cdot 6.6 = 1449.36 \text{ mm}^2$
- A_{f_c} : Aire de la semelle comprimée :
 $A_{f_c} = b \cdot t_f = 135 \cdot 10.2 = 1377 \text{ mm}^2$
- F_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée : $F_{yt} = 355 \text{ N/mm}^2$
- E : Module d'élasticité : $E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
- K : Coefficient pris égal à 0.3 pour une semelle de classe I ;

$$\left\{ \begin{array}{l} K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}} = 0.3 \cdot \frac{21 \cdot 10^4}{355} \cdot \sqrt{\frac{1449.36}{1377}} = 275.04 \\ \frac{d}{t_w} = 25.44 < 275.04 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

V.4.6 Résistance du potelet au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I ;
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$
- $\chi = \chi_{lt}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[\frac{LGI_t}{\pi^2 EI_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement ;
 $C_1 = 1.132$

– $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 8.08 \cdot 10^4 \text{ N/cm}^2$

– I_t : moment d'inertie de torsion ;

$$I_t = 15.94 \text{ cm}^4$$

– I_w : moment d'inertie de gauchissement ;

$$I_w = 70.58 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^6$$

– I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;

$$I_z = 420 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{LT} = 29.23$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 76.40 \Rightarrow \overline{\lambda_{LT}} = 0.38$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right] = 1.18 \Rightarrow \chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2]^{0.5}} = 0.43$$

$$(\alpha_{LT} = 0.21)$$

D'où : $M_{b,rd} = 6176,6 \text{ daN.m}$

Donc :

$$M_{b,rd} = 6176,6 \text{ daN.m} \geq M_{y,sd} = 3755 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre VI

ÉTUDE DES ESCALIERS ET DU PLANCHER

VI.1 Étude des escaliers

L'ossature des escaliers est entièrement métallique, chaque volée est composée de deux limons laminés en UAP sur lesquelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières.

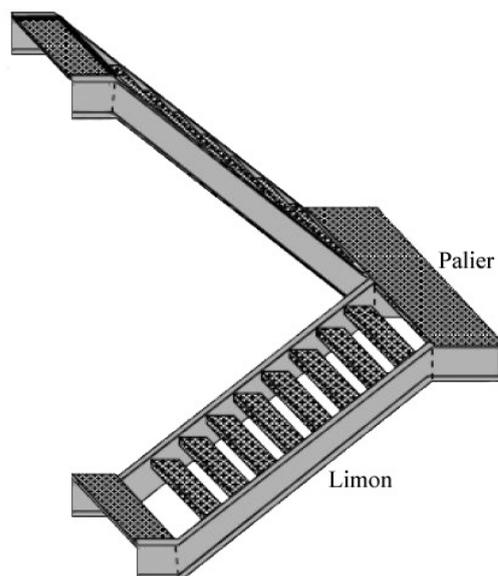
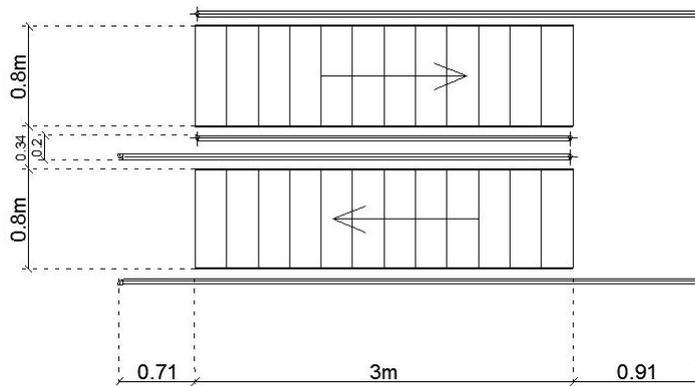
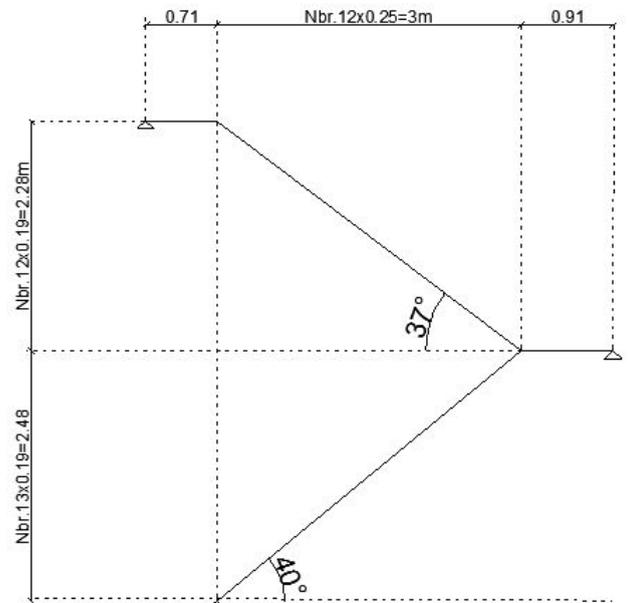


FIGURE VI.1: Structure des escaliers

VI.1.1 Dimensions

- Hauteur d'étage : $h_e = 4.76m$
- Giron : $g = 25cm$
- Contre marche : $h = 19cm$
- Nombre de contre marche :
 $n = 4.76/0.19 = 25$



VI.1.2 Charges à prendre en considération

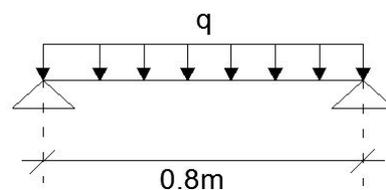
- Garde-corps $10 \cdot 0.3 = 3daN/m$
- Tôle striée d'épaisseur 5mm $40 \cdot 0.3 = 12daN/m$
- Charges d'exploitation $200 \cdot 0.3 = 60daN/m$

VI.1.3 Dimensionnement des supports de marches

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

$$q_{ser} = G + Q = 75daN/m$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 110,25daN/m$$



Le dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche :

$$f_{max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{5 \cdot q \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 7.5 \cdot 80^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} = 5.96 \text{cm}^4$$

On opte pour une cornière à ailes égales **L45 x 45 x 4.5**.

- $I_y = 7.15 \text{cm}^4$
- $P = 3.06 \text{kg/m}$

$$q_{ser} = 75 + 3.05 = 78.05 \text{daN/m}$$

$$q_u = 110,25 + 1.35 \cdot 3.06 = 114.40 \text{daN/m}$$

VI.1.3.1 Vérification de la résistance de la section

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd}$$

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant :

$$M_{sd} = ql^2/8 = 114.4 \cdot 0.8^2/8 = 9.152 \text{daN.m}$$

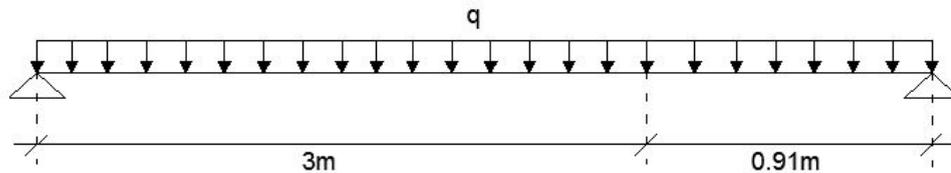
- $M_{c.Rd}$: Moment résistant :

$$M_{c.Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.2 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.1} = 470000 \text{N.mm} = 47 \text{daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{c.Rd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.4 Dimensionnement du limon

On prend en considération le limon le plus défavorable, soit celui du premier volé.



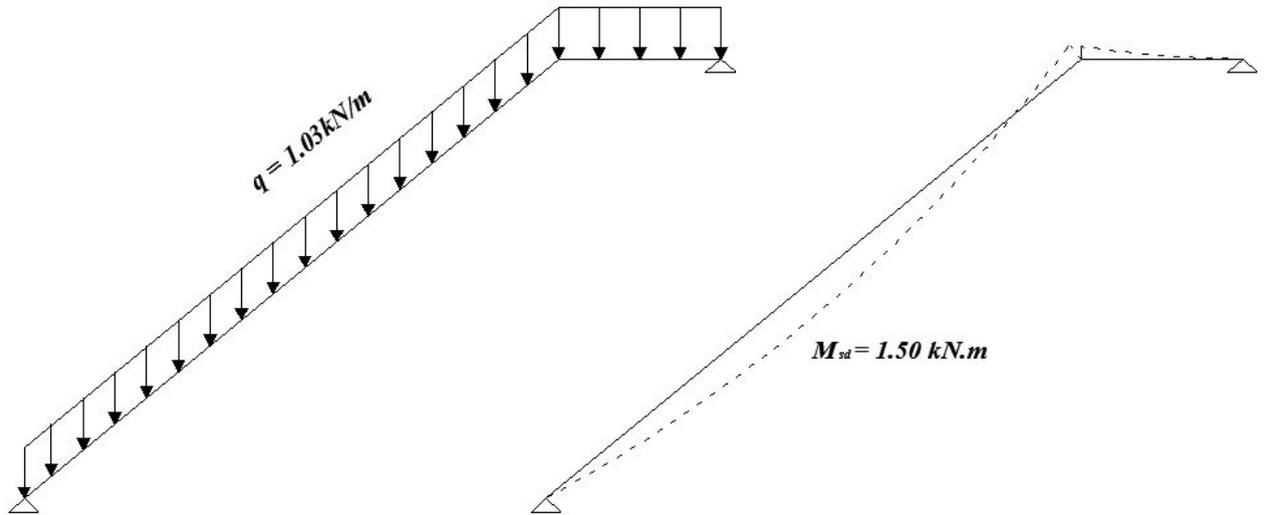
$$f_{max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot (100 + 2000 + 400 + 30.6) \cdot 0.4 \cdot 391^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} = 938 \text{cm}^4$$

On opte pour un profilé UAP180.

- $I_y = 1353\text{cm}^4$
- $W_{ply} = 173 \cdot 10^3\text{mm}^3$
- $P = 19.7\text{kg/m}$

VI.1.4.1 Vérification de la résistance de la section



$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} \Rightarrow M_{sd} \leq \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

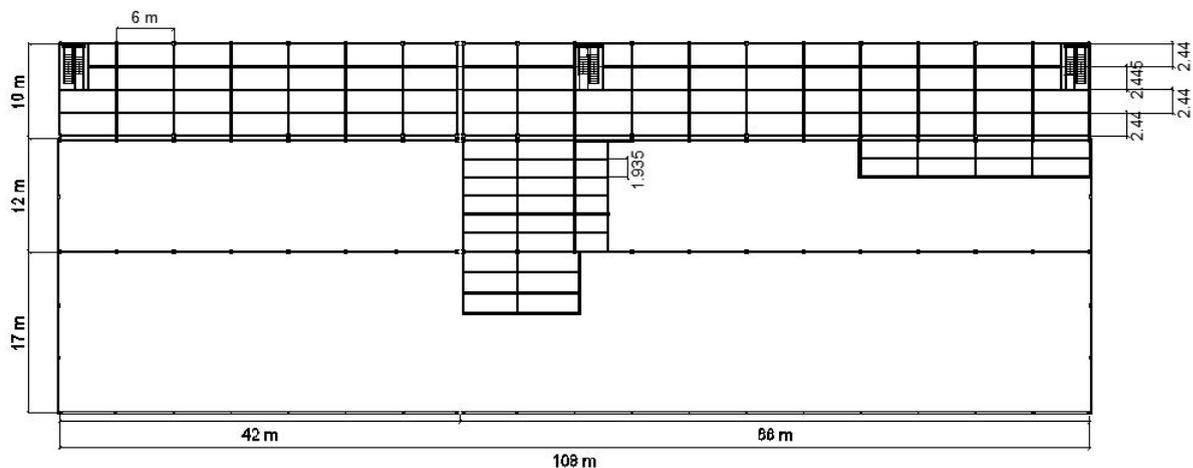
$$\Rightarrow M_{sd} \leq \frac{173 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.1} = 36.96\text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{c.Rd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

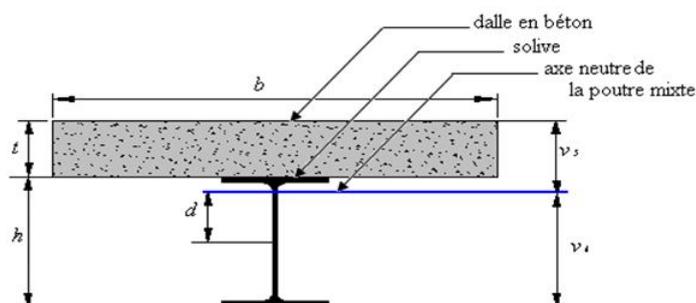
VI.2 Étude du plancher

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qui, elles même sont portées par des poteaux. Cette structure doit reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux).

Les dimensions du plancher sont montrées dans la figure si-dessous :



- Entre-axe des solives (le plus défavorable) : $l_1 = 2.445m$
- Entre-axe des poutres principales : $l_2 = 6m$
- Portée des solives : $L = 6m$



Avec :

- t : Épaisseur de la dalle en béton :
 $t = 10cm$
- b : Largeur de la dalle collaborante : $b = \min(l, L/5) = \min(2.445, 1.2) = 1.2m$

Les solives sont des IPE300, avec les caractéristiques suivantes :

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_p l_y(cm^3)$	$W_p l_z(cm^3)$
IPE 300	8356	603.8	628.4	125.2

TABLE VI.1: Caractéristiques du profilé IPE300

VI.2.1 Vérification au stade de montage

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

VI.2.1.1 Charges permanentes

- Poids de la solive 42.2 kg/m
- Dalle en béton $230 \cdot 2.445 = 562.35 \text{ kg/m}$
- Tôle (HI-bond) $13.1 \cdot 2.445 = 32.03 \text{ kg/m}$

VI.2.1.2 Charges d'exploitation

- Poids des ouvriers $(150 + 200) \cdot 2.445 = 855.75 \text{ daN/m}$

VI.2.1.3 Combinaisons des charges

$$q_s = G + Q = (42.2 + 562.35 + 32.03) + 855.75 = 1492.33 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot (42.2 + 562.35 + 32.03) + 1.5 \cdot 855.75 = 2143 \text{ daN/m}$$

VI.2.1.4 Vérification de la flèche

$$\begin{aligned} f_{max} \leq \bar{f} &\Rightarrow \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{l}{250} \\ &\Rightarrow \frac{5 \cdot 14.9233 \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 8356} = 1.43 \text{ cm} \leq \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{max} < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.1.5 Vérification de la section

$$\begin{aligned} M_{sd} \leq M_{c.Rd} &\Rightarrow \frac{q_u \cdot L^2}{8} \leq \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \\ &\Rightarrow \frac{21.43 \cdot 6^2}{8} = 96.435 \text{ kN.m} \leq \frac{628.4 \cdot 10^3 \cdot 335}{1.1} = 202.8 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} < M_{c.Rd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.1.6 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \Rightarrow \frac{q_u \cdot l}{2} \leq \frac{0.58 \cdot f_y \cdot A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow \frac{21.43 \cdot 6}{2} = 64.29 kN \leq \frac{0.58 \cdot 355 \cdot 1.04 \cdot 300 \cdot 7.1}{1.1} = 414.64 kN$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.2 Vérification après exécution

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

VI.2.2.1 Charges permanentes

- Poids de la solive 42.2 kg/m
- Dalle en béton 250 · 2.445 = 611.25 kg/m
- Tôle (HI-bond) 13.1 · 2.445 = 32.03 kg/m

VI.2.2.2 Charges d'exploitation

- Charges d'exploitation 250 · 2.445 = 611.25 daN/m

VI.2.2.3 Combinaisons des charges

$$q_s = G + Q = (42.2 + 489 + 32.03) + 611.25 = 1297 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot (42.2 + 611.25 + 32.03) + 1.5 \cdot 611.25 = 1842.28 \text{ daN/m}$$

VI.2.2.4 Détermination de la position de l'axe neutre

$$d = \frac{b \cdot t}{n} \cdot \frac{t + h}{2S}$$

Avec :

- S : Aire de la section totale rendue homogène :
 $S = A + B/n$
- n : Coefficient d'équivalence acier/béton donné par :
 $n = E_a/E_c$

- Ea : Module d'élasticité de l'acier ;
- $E\tilde{c}$: Module équivalent du béton donné par :
 $E\tilde{c} = Ecm/2$
- Ecm : Valeur de module sécant d'élasticité :
 $Ecm = 3300daN/mm^2$

Donc : $n = 12.73$

- S : Aire de la section totale rendue homogène :
 $S = A + (B/n)$
- A : Section du profilé IPE300 ($53.81cm^2$) ;
- B : Section du béton :
 $B = t \cdot b = 1200cm^2$

Donc : $S = 148.07cm^2$

D'où :

$$d = \frac{120 \cdot 10}{12.73} \cdot \frac{10 + 30}{2 \cdot 148.07} = 12.73cm < h/2 = 15cm$$

L'axe neutre se trouve dans la solive.

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d = 27.73cm \\ v_s = \frac{h}{2} + t - d = 12.27cm \end{cases}$$

VI.2.2.5 Calcul du moment d'inertie

$$I = I_a + A \cdot d^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \cdot \left(\frac{t+d}{2} - d\right)^2 \quad (VI.1)$$

Avec :

- I_a : Moment d'inertie de la poutre en acier :

$$I_a = I_y = 8356cm^4$$

$$I = 8356 + 53.81 \cdot 12.73^2 + \frac{120 \cdot 10^3}{12 \cdot 12.73} + \frac{120 \cdot 10}{12.73} \cdot \left(\frac{10 + 12.73}{2} - 12.73\right)^2 = 17868.10cm^4$$

VI.2.2.6 Calcul du moment fléchissant

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(1842.28 \cdot 6^2)}{8} = 8290.26daN.m$$

VI.2.2.7 Calcul des contraintes de flexion

Dans l'acier

- Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{ainf} = (M_{max}/I)v_i = -128.66MPa$$

- Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma_{asup} = (M_{max}/I)(v_s - t) = +10.53MPa$$

Dans le béton

- Contrainte de compression (fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma_{binf} = (M_{max}/n \cdot I)(v_s - t) = +0.83MPa$$

- Contrainte de compression (fibre supérieure de la dalle) :

$$\sigma_{bsup} = (M_{max}/n \cdot I)v_s = +4.47MPa$$

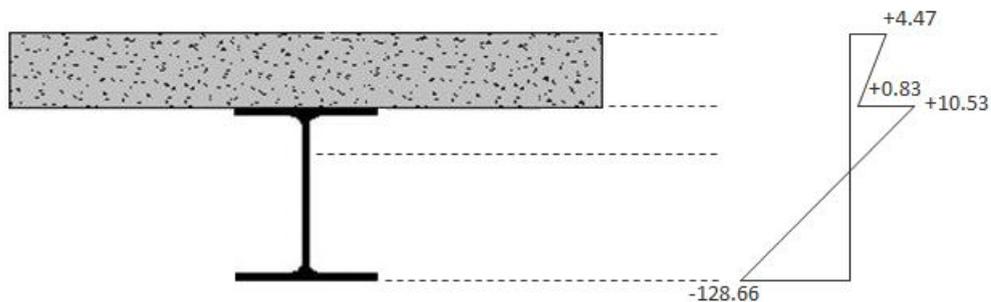


FIGURE VI.2: Diagramme des contraintes de flexion (MPa)

VI.2.2.8 Contraintes additionnelles de retrait

Le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait. Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier ;
- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, ce qui équivaut à un allongement).

$$\beta = (h + t)/2 = 20\text{cm}$$

$$\alpha = I_a/(A \cdot \beta) = 7.76\text{cm}$$

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

$$E_a \cdot \varepsilon = 2.1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 42\text{MPa} \Rightarrow K = 15.08$$

$$Z_1 = (h/2) + \alpha = 22.76\text{cm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t = 32.76\text{cm}$$

Dans l'acier

- Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{ai} = K(h - Z_1) = -11.7\text{MPa}$$

- Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma_{as} = K \cdot Z_1 = +34.32\text{MPa}$$

Dans le béton

- Contrainte dans la fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma_{bi} = (1/n)(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_2) = -0.35\text{MPa}$$

- Contrainte dans la fibre supérieure de la dalle :

$$\sigma_{bs} = (1/n)(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_1) = -0.23\text{MPa}$$

VI.2.2.9 Cumul des contraintes

Dans l'acier

- Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{a1} = -128.66 - 11.7 = -140.36 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma_{a2} = 10.53 + 34.32 = +44.32 \text{ MPa}$$

Dans le béton

- Contrainte dans la fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma_{b1} = 0.83 - 0.35 = 0.48 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans la fibre supérieure de la dalle :

$$\sigma_{b2} = 4.47 - 0.23 = 4.24 \text{ MPa}$$

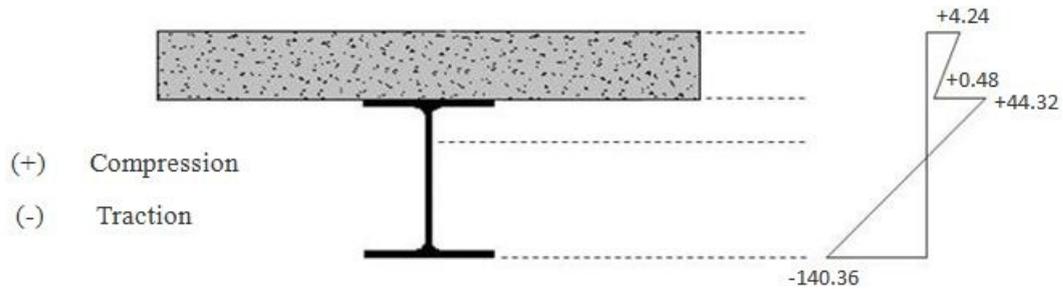


FIGURE VI.3: Diagramme de cumulation des contraintes (MPa)

VI.2.2.10 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \Rightarrow \frac{q_u \cdot l}{2} \leq \frac{0.58 \cdot f_y \cdot A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow \frac{18.4228 \cdot 6}{2} = 55.27 \text{ kN} \leq \frac{0.58 \cdot 355 \cdot 1.04 \cdot 300 \cdot 7.1}{1.1} = 414.64 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2.11 Vérification de la flèche

$$f_{max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \frac{5 \cdot 12.97 \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 8356} = 1.24 \text{ cm} \leq \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3 Calcul du ferrailage

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot (42.2 + 250 + 13.1) + 1.5 \cdot 250 = 787.155 \text{ daN/m}$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(787.155 \cdot 6^2)}{8} = 3542.20 \text{ daN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_{max} = 0.85 \cdot 3542.20 = 3010.87 \text{ daN.m}$$

Le moment réduit est donné par :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.0301087}{1 \cdot 0.1^2 \cdot 17} = 0.20 \quad (\text{VI.2})$$

$\mu_u < \mu_R = 0.39 \rightarrow$ la section est a simple armatures tel que $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \Omega_{st}} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

$$\Omega_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 7.5 \text{ cm}$$

$$(\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.63)$$

D'où :

$$A_{st} = \frac{0.0301087}{0.075 \cdot 347.83} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige un ferrailage minimum de : $5\% \cdot B = 5 \text{ cm}^2$

On prend un ferailage de 5T12 espacé de 20 cm

VI.2.4 Calculs des connecteurs

Pour que la dalle mixte joue son rôle, il faut qu'il n'y ait pas de glissement entre la dalle en béton et la tôle, on ajoute alors des connecteurs en acier de caractéristiques suivantes :

VI.2.4.1 Résistance au cisaillement d'un connecteur

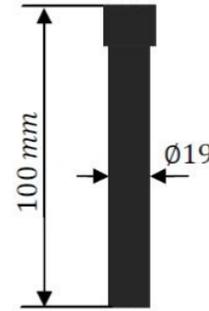
La résistance d'un connecteur est donnée par la plus faible valeur des deux formules suivante :

$$d = 19mm$$

$$h = 100mm$$

$$f_y = 275MPa$$

$$f_u = 430MPa$$



Résistance du connecteur isolé

$$P_{Rd} = \frac{0.8f_u}{\gamma_v} \cdot \pi \frac{d^2}{4} = 78.03kN$$

Avec :

– γ_v : Facteur de sécurité associé au connecteur : $\gamma_v = 1.25$

Résistance du béton autour du connecteur

$$P_{Rd} = 0.29\alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} = 83.33kN$$

Avec :

– $\alpha = 1$ si $h/d > 4$

$$h/d = 100/19 = 5.26 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

D'où : $P_{Rd} = 78.03kN$

VI.2.4.2 Effort de cisaillement longitudinal

$$f_{cf} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \tag{VI.4}$$

Avec :

– A_a : Section du profilé ;

– $\gamma_a = 1.1$.

D'où : $f_{cf} = 1736.60kN$

VI.2.4.3 Nombre des connecteurs

$$N \geq N_f = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}} = 22.25 \tag{VI.5}$$

N : le nombre de goujons.

On utilise alors 24 goujons, soit un intervalle de :

$$S = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{N} = \frac{6000}{2} \cdot \frac{1}{24} = 124mm = 12.4cm$$

Soit une distance de 12cm.

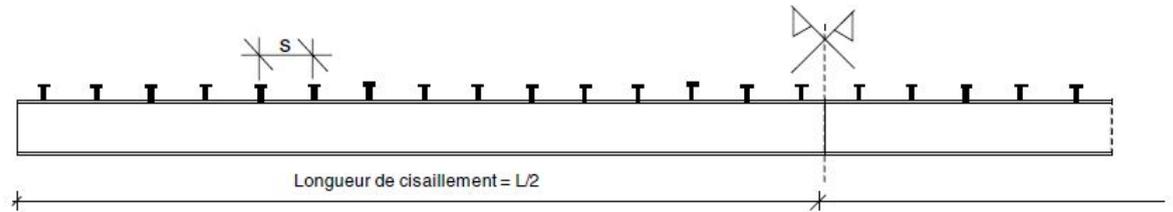


FIGURE VI.4: Disposition des connecteurs

Chapitre VII

ÉTUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

VII.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter notre structure.

Le calcul sismique se fait selon le "Règlement parasismique Algerien" -RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure de notre bâtiment, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

VII.2 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties [5].

VII.3 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} : \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone IIa

Classification des ouvrages : 1A

$$A = 0.25$$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif :

Acier dense $\rightarrow \xi = 5\%$

$$\Rightarrow \eta = 1$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement :

Ossature contreventée par palées triangulées en X $\rightarrow R = 4$

- Q : Facteur de qualité donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q = 1.1$$

Critre q	P_q	
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0.
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
$\sum P_q$	0.10	

– T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées la catégorie de site : (site est meuble)

$$S_3 : \begin{cases} T_1 = 0.15sec \\ T_2 = 0.50sec \end{cases}$$

VII.4 Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VII.4.1 Modélisation de la structure

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel **SAP2000**. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Etapes de la modélisation de la structure :

1. Opter pour un système d'unités (**KN et m**),
2. Définition de la géométrie de base,
3. Définition des matériaux,
4. Définition des sections :

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux de rives	HEB360
Poteaux intermédiaires	HEA360
Poutre du chemin de roulement	HEB320
Support du chemin de roulement	HEA240
Poutre intermédiaire de paroi	HEA240
Solives	IPE300
Poutres principales des planchers	IPE450
Traverses	IPE360, IPE450
Pannes	IPE160

TABLE VII.1: Eléments structuraux constituant le bloc atelier

5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,
6. Définition des charges à appliquer,
7. Introduction du spectre de réponse,
8. Définition des combinaisons de charges,
9. Définition des conditions aux limites,
10. Lancer l'analyse.

Remarque : Les sections définies dans le tableau (VII.1) ont été choisies après plusieurs simulations numériques.

VII.4.2 Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux dun séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tout types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisant à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les donnés suivants :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 1A
- Coefficient de comportement 4
- Amortissement 5%
- Facteur de qualité 1.30
- Site meuble S3

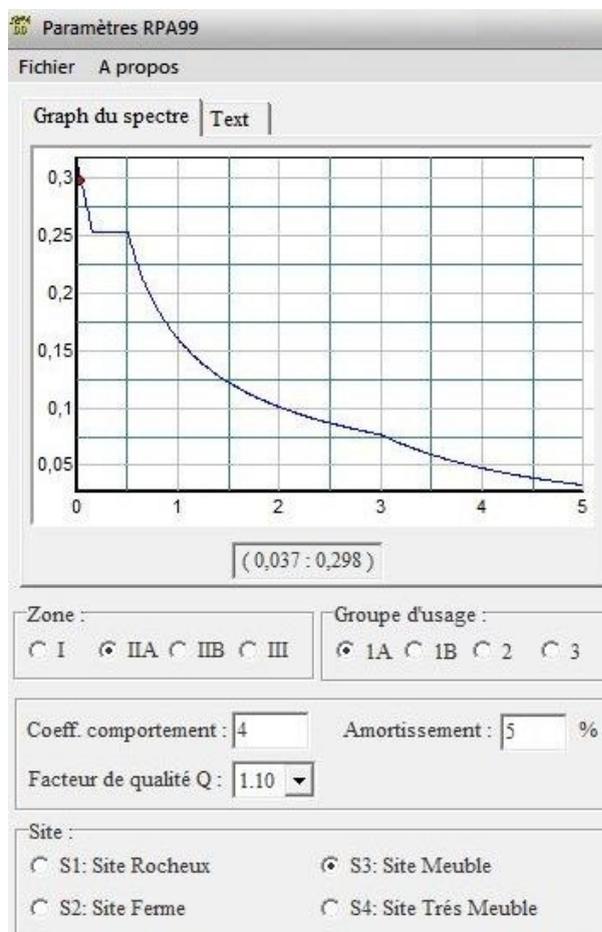


FIGURE VII.1: Spectre de réponse

VII.5 Vérification de la structure

VII.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T , calculée par le logiciel **SAP2000** ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 : $T = 0.39s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- C_t : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage :

Pour des contreventements assurés par des palées triangulées $C_t = 0.05$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 11.94m$$

D'où : $T = 0.05 \cdot 11.94^{3/4} = 0.32s$

Donc :

$$0.50s > T + 30\%T = 0.416s$$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

VII.5.2 Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0.8V \quad (\text{VII.2})$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 71.016 \text{ kN}$

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 82.805 \text{ kN}$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0.25$
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
On à : $0 < T < T_2 = 50s$ donc $D = 2.5\eta = 2.5$
- Q : Facteur de qualité $Q = 1.3$
- R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4$
- W : poids total de la structure (calculé par SAP2000) $W = 1693.372 \text{ kN}$

D'où : $V = \frac{0.25 \cdot 2.5 \cdot 1.3}{4} \cdot 1693.372 = 343.754 \text{ kN}$

	V_t (kN)	V (kN)	80%V (kN)	$V_t > 80\%V$
V_x	957.15	343.75	275.00	Vérifiée
V_y	287.56	343.75	275.00	Vérifiée

TABLE VII.2: Résultante des forces sismiques à la base

VII.5.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
Toiture	2.16	4	8.64	11.94	Vérifiée

TABLE VII.3: Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
Toiture	1.28	4	5.12	11.94	Vérifiée

TABLE VII.4: Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

La condition des déplacements est vérifiée dans les deux directions (x-x), (y-y).

Chapitre VIII

DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTUREAUX

VIII.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deçà des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

VIII.2 Justification des traverses (IPE450)

VIII.2.1 Charges réparées sur la traverse

- Poids du panneau isolant
- Poids de la tôle ondulée
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

VIII.2.2 Caractéristiques de la traverse

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	98.82

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$
IPE 450	33740	1676	1702	276.4

TABLE VIII.1: Caractéristiques du profilé IPE450

VIII.2.3 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel **SAP2000** sont :

- $N_s d = 781 \text{ kN}$
- $V_s d = 23.02 \text{ kN}$
- $M_s d = 51 \text{ kN.m}$

VIII.2.4 Classe de la section transversale

VIII.2.4.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{378.8}{9.4} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 40.30 < 58.58 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

VIII.2.4.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{95}{14.6} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6.50 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

VIII.2.5 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Avec : $\delta = 5.23 \text{ mm}$ (calculé par **SAP2000**)

$$\delta_{max} = l/200 = 17.1686/200 = 8.5843 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

La flèche est donc vérifiée.

VIII.2.6 Condition de résistance

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 5084.44 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl.Rd} = 5048.44 \cdot (355/\sqrt{3})/1.1 = 940.66 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 23.02 < 50\% \cdot V_{pl.Rd}$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702000 \cdot 355}{1.1} = 549.28 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9882 \cdot 355}{1.1} = 3189.2 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{51}{549.28} \right) + \left(\frac{781}{3189.2} \right)^2 = 0.15 < 1$$

La condition est donc vérifiée.

VIII.2.7 Résistance de la traverse au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I;
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$
- $\chi = \chi_{lt}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement ;
 $C_1 = 1.132$
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} = 8.08 \cdot 10^4 N/cm^2$
- I_t : moment d'inertie de torsion ;
 $I_t = 66.87 cm^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement ;
 $I_w = 791 \cdot 10^{-3} cm^6$
- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;
 $I_z = 1676 cm^4$

$$\lambda_{LT} = 7672$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 76.40 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 100.42$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 5053.11 \Rightarrow \chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 9.9$$

$$(\alpha_{LT} = 0.21)$$

$$\text{D'où : } M_{b,rd} = 543.789 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_{b,rd} = 543.789 \text{ kN.m} > M_{y,sd} = 51 \text{ kN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.3 Justification des traverses (IPE360)

VIII.3.1 Caractéristiques de la traverse

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	18	72.73

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$
IPE 360	16270	1043	1019	191.1

TABLE VIII.2: Caractéristiques du profilé IPE360

VIII.3.2 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel **SAP2000** sont :

- $N_s d = 530.95 \text{ kN}$
- $V_s d = 24.24 \text{ kN}$
- $M_s d = 47.10 \text{ kN.m}$

VIII.3.3 Classe de la section transversale

VIII.3.3.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{298.6}{8} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 37.325 < 58.58 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

VIII.3.3.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{85}{12.7} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6.70 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

VIII.3.4 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Avec : $\delta = 1.017 \text{ mm}$ (calculé par **SAP2000**)

$$\delta_{max} = l/200 = 11.8497/200 = 9.33 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow \text{La flèche est donc vérifiée.}$$

VIII.3.5 Condition de résistance

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 3513.8 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl.Rd} = 3513.8 \cdot (355/\sqrt{3})/1.1 = 654.71 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 24.21 < 50\% \cdot V_{pl.Rd}$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019000 \cdot 355}{1.1} = 328.86 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7273 \cdot 355}{1.1} = 2347.19 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{47.1}{328.86} \right) + \left(\frac{530.95}{2347.19} \right)^2 = 0.2 < 1$$

La condition est donc vérifiée.

VIII.3.6 Résistance de la traverse au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I;
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$
- $\chi = \chi_{lt}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement ;
 $C_1 = 1.132$
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} = 8.08 \cdot 10^4 N/cm^2$
- I_t : moment d'inertie de torsion ;
 $I_t = 37.32 cm^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement ;
 $I_w = 313.6 \cdot 10^{-3} cm^6$
- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;
 $I_z = 1043 cm^4$

$$\lambda_{LT} = 393.05$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 76.40 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 5.15$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 14.281 \Rightarrow \chi_{lt} = 0.036$$

$$(\alpha_{LT} = 0.21)$$

$$\text{D'où : } M_{b,rd} = 118.40 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_{b,rd} = 118.40 \text{ kN.m} > M_{y,sd} = 47.10 \text{ kN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.4 Justification des poutre intermédiaire de paroi (HEA240)

VIII.4.1 Caractéristiques de la poutre

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
HEA 240	60.3	230	240	7.5	12	21	76.84

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{pl_y}(cm^3)$	$W_{pl_z}(cm^3)$
HEA 240	7763	2769	744.6	230.7

TABLE VIII.3: Caractéristiques du profilé HEA240

VIII.4.2 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel **SAP2000** sont :

- $N_s d = 23.23 \text{ kN}$
- $V_s d = 27.11 \text{ kN}$
- $M_s d = 28.20 \text{ kN.m}$

VIII.4.3 Classe de la section transversale

VIII.4.3.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{164}{7.5} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 9.62 < 58.58 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

VIII.4.3.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{120}{12} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6.70 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

VIII.4.4 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Avec : $\delta = 2.30 \text{ mm}$ (calculé par **SAP2000**)

$$\delta_{max} = l/200 = 6/200 = 3 \text{ cm}$$

Donc $\delta < \delta_{max} \rightarrow$ La flèche est donc vérifiée.

VIII.4.5 Condition de résistance

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 2518 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl.Rd} = 2518 \cdot (355 / \sqrt{3}) / 1.1 = 469.17 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27.11 < 50\% \cdot V_{pl.Rd}$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744600 \cdot 355}{1.1} = 240.3 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7684 \cdot 355}{1.1} = 2479.83 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{28.2}{240.3} \right) + \left(\frac{23.23}{2479.83} \right)^2 = 0.12 < 1$$

La condition est donc vérifiée.

VIII.4.6 Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I;
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$
- $\chi = \chi_{lt}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement ;
 $C_1 = 1.132$
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} = 8.08 \cdot 10^4 N/cm^2$
- I_t : moment d'inertie de torsion ;
 $I_t = 41.55 cm^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement ;
 $I_w = 328.5 \cdot 10^{-3} cm^6$
- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;
 $I_z = 2769 cm^4$

$$\lambda_{LT} = 132.78$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 76.40 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.27$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.52 \Rightarrow \chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 1.04$$

$$(\alpha_{LT} = 0.21)$$

$$\text{D'où : } M_{b,rd} = 249.91 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_{b,rd} = 28.20 \text{ kN.m} > M_{ysd} = 47.10 \text{ kN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.5 Justification des Poutres principales du plancher (IPE450)

VIII.5.1 Caractéristiques de la poutre

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	98.82

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$
IPE 450	33740	1676	1702	276.4

TABLE VIII.4: Caractéristiques du profilé IPE450

VIII.5.2 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel **SAP2000** sont :

- $V_s d = 169.50 \text{ kN}$
- $M_s d = 242.72 \text{ kN.m}$

VIII.5.3 Classe de la section transversale

VIII.5.3.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{378.8}{9.4} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 40.30 < 58.58 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

VIII.5.3.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{95}{14.6} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6.50 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

VIII.5.4 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Avec : $\delta = 3 \text{ mm}$ (calculé par **SAP2000**)

$$\delta_{max} = l/200 = 6.5/200 = 3.25 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow \text{La flèche est donc vérifiée.}$$

VIII.5.5 Condition de résistance

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 5084.44 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl.Rd} = 5084.44 \cdot (355/\sqrt{3})/1.1 = 947.36 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 242.72 < 50\% \cdot V_{pl.Rd}$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702000 \cdot 355}{1.1} = 549.28 \text{ kN.m}$$

D'où :

$$M_{sd} = 169.50 \text{ kN.m} \leq M_{pl.Rd} = 549.28 \text{ kN.m}$$

La condition est donc vérifiée.

VIII.5.6 Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I;
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$
- $\chi = \chi_{lt}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement ;
 $C_1 = 1.132$
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 8.08 \cdot 10^4 N/cm^2$
- I_t : moment d'inertie de torsion ;
 $I_t = 66.87 cm^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement ;
 $I_w = 791 \cdot 10^{-3} cm^6$
- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;
 $I_z = 1676 cm^4$

$$\lambda_{LT} = 7672$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 76.40 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 100.42$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 5053.11 \Rightarrow \chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 9.9$$

$$(\alpha_{LT} = 0.21)$$

$$\text{D'où : } M_{b,rd} = 543.789 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_{b,rd} = 543.789 \text{ kN.m} > M_{ysd} = 169.50 \text{ kN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.6 Justification des poteaux de rives (HEB360)

VIII.6.1 Caractéristiques de la section

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
HEB 360	142	360	300	12.5	22.5	27	180.6

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$
HEB 360	43190	10140	2683	1032

TABLE VIII.5: Caractéristiques du profilé HEB360

VIII.6.2 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel **SAP2000** sont :

- $N_s d = 224.490 \text{ kN}$
- $M_s d = 157.38 \text{ kN.m}$

VIII.6.3 Classe de la section transversale

VIII.6.3.1 Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\xi$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{261}{12.5} \leq 33\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 20,88 < 26,85 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

VIII.6.3.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{150}{22.5} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6,66 < 8,13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

VIII.6.4 Condition de résistance

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683000 \cdot 355}{1.1} = 865.87 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18060 \cdot 355}{1.1} = 5828.45 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{157.8}{865.87} \right) + \left(\frac{224.49}{5828.45} \right)^2 = 0.2 \ll 1$$

La condition est vérifiée.

VIII.6.5 Résistance au flambement

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b.Rd}$: Résistance au flambement ;
- $\beta_A = 1$ pour les section de classe I ;
- $\gamma_{M1} = 1.1$;
- χ : Coefficient de réduction, dépend de $\bar{\lambda}$;
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit :

$$\bar{\lambda} = (\lambda/\lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda/93.9\varepsilon = \lambda/76.4$$
- λ : calculé à la base des caractéristique de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1.2 \\ t_f = 22.5mm < 40mm \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées pour chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\rightarrow \alpha = 0.21$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0.34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = L_f/i_y = (L/2)/i_y = 514.75/15.46 = 33.29 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.43$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = L_f/i_z = (L/2)/i_z = 514.75/7.49 = 68.72 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.9$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.9$$

Coefficient de réduction : χ est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi = 0.6612$$

Résistance au flambement :

$$D'o'ù : N_{b,Rd} = 385.37 kN$$

$N_{sd} = 224.49 < N_{b,Rd} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.7 Justification des poteaux intermédiaire (HEA360)

VIII.7.1 Caractéristiques de la section

	$P(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$A(cm^2)$
HEA 360	112	350	300	10	17.5	27	142.8

	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$
HEA 360	33090	7887	2088	525.8

TABLE VIII.6: Caractéristiques du profilé HEA360

VIII.7.2 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel **SAP2000** sont :

- $N_{sd} = 236.68 kN$
- $M_{sd} = 126.42 kN.m$

VIII.7.3 Classe de la section transversale

VIII.7.3.1 Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\xi$$

Avec : $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{261}{10} \leq 33\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 26.1 < 26.85 \rightarrow \text{l'âme est de Classe I}$$

VIII.7.3.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{150}{22.5} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6.66 < 8.13 \rightarrow \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de **classe I**.

VIII.7.4 Condition de résistance

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1891000 \cdot 355}{1.1} = 587.04 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{14280 \cdot 355}{1.1} = 4608.54 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{126.42}{587.04} \right) + \left(\frac{236.68}{4608.54} \right)^2 = 0.22 \ll 1$$

La condition est donc vérifiée.

VIII.7.5 Résistance au flambement

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b.Rd}$: Résistance au flambement ;
- $\beta_A = 1$ pour les section de classe I ;
- $\gamma_{M1} = 1.1$;
- χ : Coefficient de réduction, dépend de $\bar{\lambda}$;
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit :
 $\bar{\lambda} = (\lambda/\lambda_1)\sqrt{\beta_A} = \lambda/93.9\varepsilon = \lambda/76.4$
- λ : calculé à la base des caractéristique de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.16 \\ t_f = 17.5mm < 40mm \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées pour chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\rightarrow \alpha = 0.21$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0.34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = L_f/i_y = (L/2)/i_y = 597/15.22 = 39.22 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.51$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = L_f/i_z = (L/2)/i_z = 597/7.43 = 80.35 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1.05$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1.05$$

Coefficient de réduction : χ est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi = 0.5661$$

Résistance au flambement :

$$D'o'ù : N_{b.Rd} = 260.88kN$$

$$N_{sd} = 236.68kN < N_{b.Rd} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII.8 Justification des contreventements ()

$$N_{sd} \leq N_{tRd} \quad (\text{VIII.1})$$

Avec : $N_{sd} = 183.05 \text{ kN}$ (calculés par le logiciel **SAP2000**)

VIII.8.1 Résistance ultime

$$N_{uRd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot F_u}{\gamma_{M2}} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot 36}{1.25} = 1106.78 \text{ kN}$$

VIII.8.2 Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{netRd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = 1515.85 \text{ kN}$$

VIII.8.3 Résistance plastique de calcul de section brut

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = 1807.30 \text{ kN}$$

VIII.8.4 Vérification

$\min(N_{uRd}, N_{netRd}, N_{plRd}) = 1106.78 \text{ kN} \Rightarrow N_{sd} = 183.05 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VIII.9 Éléments structuraux constituant le bloc bureaux

Le bloc bureaux est constitué des éléments suivants :

Éléments de la structure	Profilés
Poteaux	HEA340
Poutre intermédiaire de paroi	HEA240
Solives	IPE300
Poutres principales des planchers	IPE500
Traverses	IPE330
Pannes	IPE160

TABLE VIII.7: Éléments structuraux constituant le bloc bureaux

Ces éléments sont vérifiés est justifiés de la même manière que ceux du bloc atelier.

Remarque : Les éléments structuraux des deux blocs sont surdimensionnés afin de satisfaire la condition des déplacements.

Chapitre IX

CALCUL DES ASSEMBLAGES

IX.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entreselles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

IX.2 Liaison poteau-traverse

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

IX.2.1 Efforts sollicitants

Les efforts maximaux à prendre en considération sont :

$$N_{sd} = -758.60 \text{ kN}, \quad V_{sd} = -40 \text{ kN}, \quad M_{sd} = 80 \text{ kN.m}$$

Epaisseur de la platine : $e_p = 20\text{mm}$

Cordon de soudure : $a = 10\text{mm}$

IX.2.2 Soudure de la platine

IX.2.2.1 Soudure de la semelle tendue

$$N_d = M_{sd}/h + N_{sd} = (80 \cdot 10^3)/(450) = 936.38 \text{ kN}$$

$$R_s = (0.7 \cdot a\sqrt{2} \cdot l \cdot f_y)/\gamma_{M1} = (0.7 \cdot 10\sqrt{2} \cdot 380 \cdot 355)/1.1 = 1335.44 \text{ kN}$$

$936.38 \text{ kN} < R_s = 1335.44 \text{ kN/mm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

IX.2.2.2 Soudure de l'âme

$$R_s = (0.7 \cdot a\sqrt{2} \cdot l \cdot f_y)/\gamma_{M1} = (0.7 \cdot 10\sqrt{2} \cdot 261 \cdot 355)/1.1 = 917.23 \text{ kN}$$

$40 \text{ kN} < R_s = 917.23 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

IX.2.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 4 boulons HR 10.9 $\Phi 16\text{mm}$.

Pince longitudinale e_1

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \tag{IX.1}$$

$$d_0 = \Phi + 1 = 17 \text{ mm} \Rightarrow 1.2 \cdot 17 \leq e_1 \leq 12 \cdot 14.5$$

$20.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 174 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

Pince transversale e_2

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \tag{IX.2}$$

$25.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 174 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

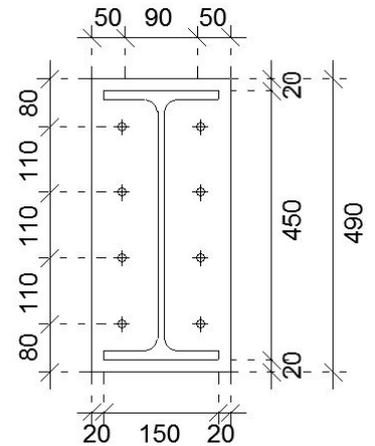
IX.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction

$$T_R = 0.8 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.8 \cdot 1000 \cdot 157 = 125.6 \text{ kN}$$

$$M_R = 2T_R(0.39 + 0.28 + 0.17 + 0.06) = 226.08 \text{ kN.m}$$

$$M_R = 226.08 \text{ kN.m} > M_{sd} = 80 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée.



IX.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = (0.4 \cdot f_{ub} \cdot A_s) = (1000 \cdot 157) = 62.8 \text{ kN}$$

$$V_d = V_{sd}/8 = 5 \text{ kN} \Rightarrow V_R/\gamma_{M1} = 57.09 \text{ kN} > M_d = 5 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.6 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 \cdot f_u \cdot d \cdot t = 2.4 \cdot 355 \cdot 16 \cdot 14.6 = 199.02 \text{ kN}$$

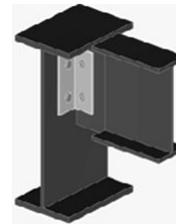
$$V_d = 5 \text{ kN} < (199.02/1.1) = 180.92 \text{ kN}$$

IX.3 Liaison solive-poutre

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre, avec un file vertical de boulons.

Efforts à prendre en considération :

$$V_{sd} = 63 \text{ kN}$$



IX.3.1 Choix du Gousset

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \tag{IX.3}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \geq V_{sd} \Rightarrow A_v \geq \frac{1.1 \cdot (63000/2)}{204.96} = 169.06 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 1.04 \cdot h \cdot t \Rightarrow h \cdot t = 162.56 \text{ mm}^2$$

On prend $L80 \times 80 \times 8$

IX.3.2 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 4 boulons 4.6 $\Phi 16$ mm.

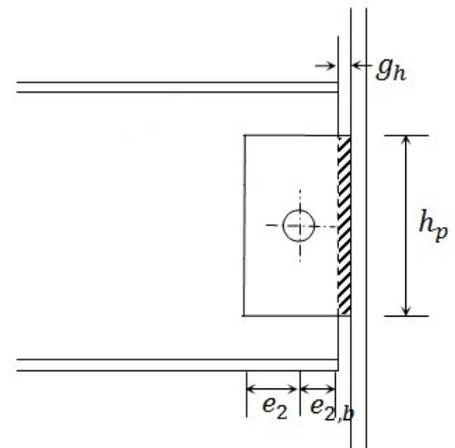
Pince transversale e_2

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad (\text{IX.4})$$

$25.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 96 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

$$h_p = 120 \text{ mm}$$

$$g_h = 0.5 \text{ mm}$$



IX.3.3 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = (0.4 \cdot f_{ub} \cdot A_s) = (0.4 \cdot 400 \cdot 157) = 25.12 \text{ kN}$$

$$V_d = V_{sd}/4 = 16 \text{ kN} \Rightarrow V_d < V_R/\gamma_{M1} = 22.84 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.3.4 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 \cdot f_u \cdot d \cdot t = 2.4 \cdot 355 \cdot 16 \cdot 8 = 109.05 \text{ kN}$$

$$V_d = 16 \text{ kN} < (109.05/1.1) = 99.14 \text{ kN}$$

IX.4 Les pieds de poteaux

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment flechissant, et un effort horizontal.

IX.4.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

IX.4.1.1 Cordons de soudure

Semelle $a_a = 0.7 \cdot t_f = 0.7 \cdot 22.5 = 15.75 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_a = 20 \text{ mm}$

Ame $a_s = 0.7 \cdot t_w = 0.7 \cdot 12.5 = 8.75 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_s = 10 \text{ mm}$

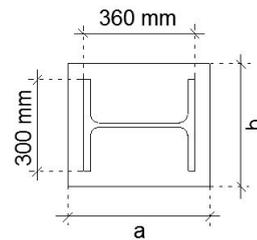
IX.4.1.2 Surface de la platine

$$a \geq 360 + (2 \cdot 20) = 400 \text{ mm}$$

On prend $a = 460 \text{ mm}$

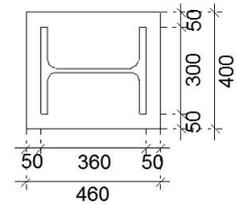
$$b \geq 300 + (2 \cdot 20) = 340 \text{ mm}$$

On prend $a = 400 \text{ mm}$



IX.4.1.3 Epaisseur de la platine

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 50 \sqrt{\frac{3 \cdot 0.306}{24}} = 9.77 \text{ mm}$$



L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 25 \text{ mm}$.

On doit vérifier que :

$$\sigma = (N/a \cdot b) + (M/I \cdot v) = \frac{56293.60}{1840} + \frac{8000}{(40 \cdot 2.5^3 / 12) \cdot 23} = 37.28 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 37.28 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

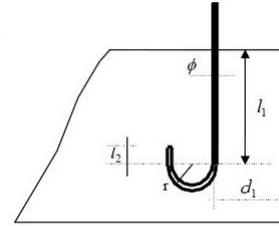
Béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

IX.4.2 Vérification des tiges d'ancrage

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \leq (N/8) = \frac{56293.6}{8} = 7036.7 \text{ daN}$$

g_c : dosage en ciment du béton
 $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$
 $r = 3\phi$
 $l_2 = 2\phi$
 $l_1 = 20\phi$



N'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison $G+Q+1.2E$

$$15.82\phi^2 - 56.30\phi - 7036.7 \geq 0 \Rightarrow \phi = 22.95 \text{ mm}$$

On choisi alors 8 tiges d'un diamètre $\phi 30$.

IX.4.3 Condition d'équilibre du (B.A.E.L)

$$(N/8) \leq F_A = \pi \cdot \tau_{su} \cdot \phi \cdot l_1$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj} = 0.6 \cdot 1^2 \cdot 2.4 = 1.44 \text{ MPa}$$

(φ_s : coefficient de scellement droit, pour les rend lisse $\varphi_s = 1$)

D'où :

$$F_A = 81430.08 \text{ daN} \gg (N/8) = 7036.7 \text{ daN}$$

Chapitre X

CALCUL DES FONDATIONS

X.1 Calcul des fondations

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91 [6].

X.1.1 Charges à prendre en considération

$$N_{sd} = 562.936 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 80 \text{ kN.m}$$

D'après le rapport géotechnique effectué : $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bar}$

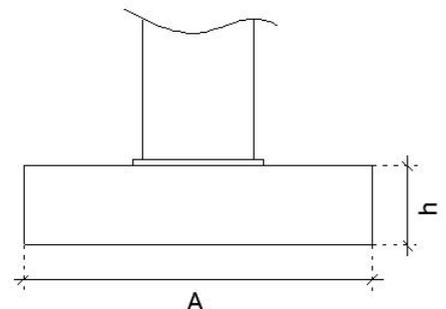
X.1.2 Dimensionnement des semelles

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq (B - b)/4 = 0.41\text{m}$$

$$\Rightarrow h \geq 41 + 5 \text{ cm}$$

On prend $h = 50 \text{ cm}$



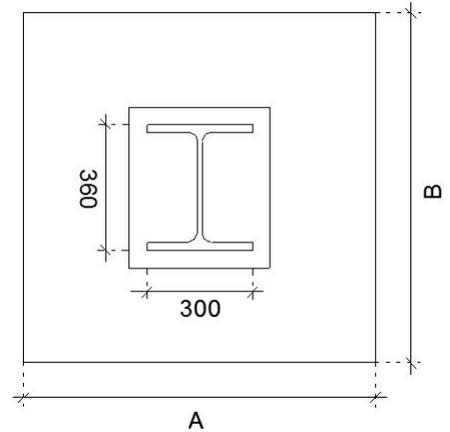
$$A/B = a/b \Rightarrow A = 0.83B$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow 0.83B^2 = 2814680 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow B = 1.84 \text{ m} \text{ On prend } B = 2 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A = 1.70 \text{ m}$$



X.1.3 Vérification de la stabilité

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des lments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{80}{562.936} = 0.14 \text{ m}$$

$6e < A \rightarrow$ Condition vérifiée.

X.1.4 Calcul du ferrailage

$$A_x = N_{sd}(1 + 3e/B) \left(\frac{B - b}{8 \cdot 0.9h \cdot f_e/\gamma_s} \right) = 7.32 \text{ cm}^2$$

$$A_y = N_{sd}(1 + 3e/A) \left(\frac{A - a}{8 \cdot 0.9h \cdot f_e/\gamma_s} \right) = 7.32 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_x = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

Les barres sont espacées de :

$$S \leq (20 \text{ cm}; 15\phi) = (20 \text{ cm}; 15 \cdot 1.2) = 18 \text{ cm}$$

Donc : S = 18 cm

X.2 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S_3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

X.2.1 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN} \quad (\text{X.1})$$

Avec : α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S_3 : $\alpha = 15$.

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \quad (\text{X.2})$$

Avec : $\sigma_{st} = 347.82 \text{ MPa}$

$$\text{E.L.U} : N_u = 168.41 \text{ kN} \Rightarrow F_u = 168.41/15 = 11.23 \text{ kN} \Rightarrow A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{E.L.S} : N_s = 116.19 \text{ kN} \Rightarrow F_s = 116.19/15 = 7.74 \text{ kN} \Rightarrow A_{st} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0.6\%B \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$

On prend $A_{st} 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

X.2.2 Condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \leq 0.23 \cdot 25 \cdot 30 \cdot \frac{24}{400} = 10.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

X.2.3 Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(8.5; 1; 2.5)$$

On prend $\Phi_t = \Phi 8$

X.2.4 Espacement des cadres

$$S \leq (20 \text{ cm}; 15_t) = (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

On prend des espacements de 10 cm

Chapitre XI

PROTECTION DE LA STRUCTURE

XI.1 Introduction

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

XI.2 La corrosion

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses : la protection par peinture ou autre revêtement de surface, ou la protection cathodique. Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

XI.2.1 Protection par peinture

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, il est plus particulièrement utilisé en milieu marin. Ce système à

l'avantage d'être mis en uvre facilement, généralement elle est réalisée en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépendent du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

XI.3 Le feu

Le principe de développement du feu est selon un processus, et il repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible,
- Le carburant,
- La source de chaleur.

Matériau incombustible, l'acier n'en est pas moins un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformation et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profilé métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on cite parmi elles : le refroidissement par eau, le flocage, la peinture intumescente...etc

XI.3.1 La peinture intumescente

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Dans ce projet le choix est tombé sur la peinture **Aithon A90**, qui résiste jusqu'à 120min au temprature allant de 270 C 300 C.

CONCLUSION

D'une manière générale, dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire.

Notre projet de fin d'étude s'est déroulé dans l'entreprise **BENTINI**. Il consistait à réaliser l'étude d'un hangar industriel de maintenance en charpente métallique comportant deux ponts roulants.

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure, à la fois pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Ce qui nous a donné l'occasion de nous familiariser avec les différents outils informatiques (SAP2000, Robot), ainsi qu'avec les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages dans le domaine du bâtiment.

L'expérience au sein de l'entreprise **BENTINI**, ainsi que le fait d'être en contact avec l'ensemble de son personnel et les différents intervenants dans ce projet, ont été très instructifs. Ceci nous a permis de sortir de l'environnement théorique pour être confronté à une situation professionnelle réelle et être impliqué dans le fonctionnement global d'un projet.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

Bibliographie

- [1] Charges permanentes et charges d'exploitation. *D.T.R-B.C-2.2*, .
- [2] Règlement neige et vent. "*RNV99*", D.T.R-B.C-2.47, .
- [3] Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants. "*CTICM*", .
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en acier. "*CCM97*", D.T.R-B.C-2.44, .
- [5] Règles parasismiques algériennes. "*RPA99*" / *version 2003*, D.T.R-B.C-2.48, .
- [6] Béton armé aux états limite. *BAEL91*, .
- [7] Résistance des matériaux. "*R. BASQUIN et G. LEMASSON*", .
- [8] Calcul pratique des structures métalliques. "*Dr. M. BELAZOUGUI*", Alger (Algérie), (2008).
- [9] Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. "*Lahlou DAHMANI*", (2009).