



Dédicace :

*A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa
bonne éducation et de ses dévouements*

A ma chère mère

*A celui qui s'est changé la nuit en jour pour
m'assurer les bonnes conditions*

A mon cher père

A ma petite famille qui m'a toujours soutenue

A tous mes collègues et amis

Je dédie ce modeste travail

LOUKID ABDELHAK



Dédicace :

A mes chers parents,

En témoignage de ma gratitude, si grande qu'elle puisse être, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour mon bien être et le soutien qu'ils m'ont prodigué tout le long de mon éducation.

Que Dieu, le tout puissant, les préserve et leur procure Santé et longue vie.

A mon cher et unique frère Hatim,

Qu'il trouve en ce travail, l'hommage de ma gratitude, qu'aucun mot ne saurait l'exprimer, pour son amour et son attachement durant ces longues années.

A mes ami(e)s,

Pour les beaux moments que nous avons partagés ensemble.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet. Je dédie ce modeste travail en reconnaissance de leur inestimable soutien durant ce parcours.

A toute ma famille,

*A tous ceux que j'aime, A tous ceux qui m'aiment
Je dédie ce travail...*

MFERREK Nabil



Remerciements

Au terme de ce travail, Nous tenons à exprimer notre immense gratitude, et à présenter nos remerciements les plus sincères à Mr Abdelmajid NIAZI docteur d'Etat en calcul de structure et professeur à l'EHTP qui nous a offert l'opportunité d'effectuer ce stage et qui a eu l'amabilité d'assurer notre encadrement durant la période de réalisation de notre travail en nous fournissant une aide précieuse.

Nos vifs remerciements s'adressent également à Mme KATRAR, directrice du bureau d'études BTP-Concept, qui nous a permis d'élaborer notre travail dans les meilleures conditions.

Nous adressons par la même occasion, nos plus vifs remerciements à l'ensemble du corps professoral et administratif de L'Ecole Hassania des Travaux Publics pour leurs efforts afin d'assurer une formation complète et adaptée au monde du travail.

Nous tenons à remercier vivement tous les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Enfin, nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.



Résumé

En raison des différentes méthodes de construction qui existent aujourd'hui, les maîtres d'ouvrage ont toujours le choix entre une approche qui convient le mieux à leurs besoins.

Les critères, coût et durée d'exécution sont toujours des facteurs déterminants, et demandent plus de rigueur et d'intuition dans l'appréciation des éléments à prendre en compte.

Concernant la construction des hangars ou de plusieurs hangars métalliques comme le cas de notre projet d'étude : un grand hangar construit pour abriter un avion militaire et 10 hangars construits pour le maintien technique de différentes pièces d'avion. Le bureau de Consulting BTP Concept nous a confié une étude comparative entre deux variantes (profilé courant et profilé reconstitué soudé) d'un de ces 10 hangars semblables comme projet de fin d'étude, dans le but de faire une comparaison technique et économique entre les deux méthodes.

Notre travail s'étale, de ce fait sur deux parties principales :

➤ La première partie comporte la conception et l'étude du projet en charpente métallique variante profilé courant. Cette étude révèle les dimensions principales de notre projet ainsi que tous ses éléments constitutifs : poteaux, traverses, pannes, contreventements, fondations...et leurs justifications aux charges adoptées : permanentes, d'exploitation, vent, température et séisme. Ces profils ont été choisis avec le souci constant de réaliser le maximum d'économie sur les aciers tout en respectant les normes en vigueur. Finalement, à partir de la description détaillée des métrés, on aboutit à un prix estimatif de la première variante.

➤ La deuxième partie est consacrée à l'étude de la deuxième variante. La même démarche suivie dans la 1^{ère} variante a été respectée sauf que cette fois ci les poteaux et traverses ont été dimensionnés en PRS et les pannes en Zed. Après avoir évalué le prix de cette 2^{ème} variantes on finit par une conclusion montrant laquelle des 2 variantes a été le plus bénéfique.



Sommaire

<i>Remerciements</i>	3
<i>Résumé</i>	4
<i>Liste des figures</i>	9
<i>Liste des tableaux</i>	11
<i>Introduction</i>	12
<i>I-Présentation et conception de la Structure</i>	13
1 Présentation du projet.....	14
2 Critères de conception	14
2.1 Nombre et position des points porteurs.....	15
2.2 Section des profilés	15
3 Cadre en profils	15
3.1 Ecartements des cadres.....	15
3.2 Système statique	16
3.3 Montants de cadres (poteaux)	16
4 Cheminements des forces et stabilisations de la structure	17
4.1 Effort du vent horizontal sur les longs pans.....	17
4.2 Effort du vent longitudinal sur le pignon	17
5 La couverture.....	18
6 Hypothèses d'étude	19
6.1 Matériaux	19
6.2 Sol de fondation	19
6.3 Vent	19
6.4 Séisme	19
<i>II-Calcul du vent</i>	22
1 Généralités.....	23
1.1 Introduction	23
1.2 Données du projet.....	23
2 Pression dynamique.....	24
2.1 Pression dynamique de base.....	24
2.2 Facteurs de modification de la pression dynamique	24
2.3 Réduction maximale des pressions dynamiques de base	26
2.4 Valeur limite des pressions dynamiques de calcul.....	27
3 Actions extérieurs et intérieurs.....	27
3.1 Description de la structure.....	27
3.2 Calcul du coefficient γ_0	27
3.3 Calcul des perméabilités des parois	28
3.4 Les actions extérieurs	28
3.5 Les actions intérieurs.....	28
3.6 Les actions résultantes.....	29
<i>III-Calcul des pannes</i>	31
1 Généralités.....	32
1.1 Introduction	32
1.2 Détermination des sollicitations	32
2 Les charges	32
2.1 Combinaisons de charges	32



2.2	Evaluation des charges	33
2.3	La combinaison la plus défavorable	34
3	Dimensionnement des pannes avec une lierne à mi travée	35
3.1	Calcul de résistance	35
3.2	Vérification des flèches	35
3.3	Vérification au déversement	36
3.4	Résistance au cisaillement	38
3.5	Vérification au voilement	39
3.6	Calcul des liernes	40
<i>IV-Calcul des potelets</i>		42
1	Introduction	43
2	Détermination des sollicitations	43
2.1	Evaluation des charges et surcharges	43
3	Dimensionnement du potelet	44
3.1	Sous la condition de flèche	44
3.2	Vérification des contraintes	44
<i>V-Contreventement de la structure</i>		46
1	Fonctions et éléments de conception	47
1.1	Fonctions	47
1.2	Composantes et fonctionnement	47
1.3	Positionnement	48
2	Dimensionnement du contreventement	48
2.1	Efforts en tête du potelet	48
2.2	Dimensionnement des diagonales	50
2.3	Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	51
3	Les palées de stabilité	54
<i>VI-Dimensionnement des portiques (1^{ère} variante)</i>		56
1	Généralités	57
1.1	Matériaux	57
1.2	Géométrie	57
2	Vérification et calcul de la structure du portique	58
2.1	Charges sur le portique	58
2.2	Calcul de la structure de portique	58
3	Calcul sismique	60
3.1	L'analyse modale	60
3.2	Déplacements	60
4	Notes de calcul	61
<i>VII-Calcul des assemblages (1^{ère} variante)</i>		67
1	Généralités	68
1.1	Introduction	68
1.2	Type de boulons	68
2	Assemblage poteau-traverse	69
2.1	Efforts appliqués à l'assemblage	69
2.2	Platine et boulons	69
2.3	Résistance au cisaillement	69
2.4	Vérification de l'assemblage sous M et N	69
2.5	Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage	71
2.6	Pression diamétrale	71
3	Assemblage traverse-traverse	71
3.1	Efforts appliqués à l'assemblage	72



3.2	Platine et boulons	72
3.3	Résistance au cisaillement.....	72
3.4	Vérification de l'assemblage sous M et N	72
3.5	Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage.....	73
3.6	Pression diamétrale	73
4	Assemblage du poteau central avec les 2 traverses.....	74
4.1	Efforts appliqués à l'assemblage.....	74
4.2	Platine et boulons	74
4.3	Vérification avec Robot	74
<i>VIII-Calcul des fondations (1^{ère} variante)</i>		75
1	Calcul du pied du poteau de rive.....	76
1.1	Introduction	76
1.2	Assemblage du pied de poteau de rive (IPE 450)	76
1.3	Calcul de la fondation	79
2	Calcul du pied du poteau central.....	82
2.1	Données	82
2.2	Assemblage du pied de poteau central (HEA 280)	82
2.3	Calcul de la fondation	83
<i>IX-Dimensionnement des pannes en Zed</i>		86
1	Généralités.....	88
1.1	Introduction	88
1.2	Méthode générale de dimensionnement.....	88
2	Calcul des caractéristiques efficaces des pannes en Zed	89
2.1	Les notations	89
2.2	Les données	89
2.3	Vérification des proportions géométriques de la section	90
2.4	Propriétés de la section brute	91
2.5	Propriétés de la section efficace	91
2.6	La rigidité élastique C_D en rotation	96
3	Charges.....	97
3.1	Typologie des charges.....	97
3.2	Combinaisons de charges	98
3.3	Limite d'élasticité pour les vérifications de résistance en section	99
3.4	Propriétés mécaniques de section efficace à l'état limite de service	99
4	Pannes isostatiques sans liernes – charges descendantes	99
4.1	Vérification de la flèche	99
5	Pannes sur trois appuis sans liernes – charges descendantes	99
5.1	Vérification de la flèche	100
5.2	Vérification de la résistance de la section transversale	100
5.3	Résistance de la semelle libre au flambement.....	103
5.4	Interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant	104
5.5	Interaction entre le moment fléchissant et la réaction d'appui	106
6	Pannes sur trois appuis sans liernes – charges ascendantes	107
6.1	Vérification de la flèche	107
6.2	Vérification de la résistance de la section transversale	107
6.3	Résistance de la semelle libre au flambement.....	109
7	Dimensionnement de l'échantignole.....	110
<i>X-Dimensionnement des portiques (2^{ème} variante)</i>		112
1	Généralités.....	113
1.1	Introduction	113



1.2	Intérêts des profilés reconstitués soudés	113
2	Calcul de la structure du portique	114
2.1	Matériaux	114
2.2	Charges sur le portique.....	114
2.3	Dimensionnement des sections	114
2.4	Diagrammes des efforts	116
2.5	Calcul sismique	117
2.6	Vérification au voilement.....	117
<i>XI-Calcul des assemblages (2^{ème} variante)</i>		120
1	Assemblage poteau-traverse.....	121
1.1	Efforts appliqués à l'assemblage.....	121
1.2	Platine et boulons	121
1.3	Résistance au cisaillement.....	121
1.4	Vérification de l'assemblage sous M et N	122
1.5	Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage.....	122
1.6	Pression diamétrale	123
1.7	Vérification avec Robot	123
2	Assemblage traverse-traverse.....	124
2.1	Efforts appliqués à l'assemblage.....	124
2.2	Platine et boulons	124
2.3	Résistance au cisaillement.....	124
2.4	Vérification de l'assemblage sous M et N	124
2.5	Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage.....	125
2.6	Pression diamétrale	125
3	Assemblage du poteau central avec les 2 traverses.....	126
3.1	Platine et boulons	126
3.2	Vérification avec Robot	126
<i>XII-Calcul des fondations (2^{ème} variante)</i>		127
1	Calcul du pied du poteau de rive.....	128
1.1	Assemblage du pied de poteau de rive	128
1.2	Calcul de la fondation	128
2	Calcul du pied du poteau central	131
2.1	Assemblage du pied de poteau central	131
2.2	Calcul de la fondation	131
<i>XIII-Comparaison des 2 variantes</i>		134
1	Comparaison des masses des 2 variantes	135
2	Comparaison du coût des 2 variantes	136
2.1	Calcul du coût	136
2.2	Calcul du coût de la 1 ^{ère} variante.....	136
2.3	Calcul du coût de la 2 ^{ème} variante.....	138
2.4	Conclusion.....	140
<i>Conclusion</i>		141
<i>Bibliographie</i>		142
<i>Annexes</i>		143



Liste des figures

Figure 1	: Dimensions du hangar.....	14
Figure 2	: Ecartements des cadres.....	16
Figure 3	: Cheminement des efforts du vent.....	17
Figure 4	: zonage sismique au Maroc	19
Figure 5	: Facteur d'amplification dynamique.....	20
Figure 6	: Géométrie du hangar	24
Figure 7	: abaque de l'effet de dimension.....	25
Figure 8	: Coefficient d'amortissement.....	26
Figure 9	: vent sur long pan avec surpression intérieure.....	29
Figure 10	: vent sur long pan avec dépression intérieure.....	29
Figure 11	: vent sur pignon avec surpression intérieure.....	30
Figure 12	: vent sur pignon avec dépression intérieure.....	30
Figure 13	: emplacement des pannes sur le versant.....	32
Figure 14	: composantes des charges appliquées sur panne.....	32
Figure 15	: les deux directions des charges appliquées sur une panne.....	34
Figure 16	: distribution de charge dans les plans x-x et y-y.....	35
Figure 17	: Phénomène du déversement.....	36
Figure 18	: direction des efforts tranchants Tx et Ty.....	38
Figure 19	: diagrammes des efforts tranchants dans les plans x-x et y-y....	38
Figure 1	: Phénomène du voilement.....	39
Figure 21	: les liernes.....	40
Figure 22	: Pignon.....	43
Figure 23	: Charges permanentes et surcharges climatiques.....	43
Figure 24	: vue en 3D montrant le contreventement de la structure.....	47
Figure 25	: Poutre au vent loin des extrémités.....	48
Figure 26	: Poutres au vent aux extrémités.....	48
Figure 27	: Les efforts aux nœuds.....	48
Figure 28	: Surfaces concernées par les potelets.....	49
Figure 29	: Cheminement des forces (contreventement de toiture).....	50
Figure 30	: efforts agissants sur les diagonales.....	50
Figure 31	: charges agissants sur la panne intermédiaire.....	51
Figure 32	: charges agissants sur la panne sablière.....	53
Figure 33	: Palée de stabilité en long pan.....	54
Figure 34	: Efforts agissant sur la diagonale.....	55
Figure 35	: Portique en profilés laminés à chaud et en PRS.....	57
Figure 36	: Géométrie du portique de notre hangar.....	57
Figure 37	: Description des résultats trouvés par ROBOT-bat.....	59



Figure 38 : Diagrammes des moments.....	59
Figure 39 : Diagrammes des efforts tranchants.....	59
Figure 40 : déformée du portique sous la charge sismique.....	61
Figure 41 : Assemblage poteau-traverse.....	69
Figure 42 : Encastrement poteau-traverse dimensions et paramètres de calcul.....	70
Figure 43 : Assemblage traverse-traverse : dimensions et paramètres de calcul.....	71
Figure 44 : Assemblage du poteau central : dimensions et paramètres de calcul.....	74
Figure 45 : Pied du poteau articulé.....	76
Figure 46 : Platine d'assemblage du poteau de rive.....	76
Figure 47 : Tige d'ancrage.....	77
Figure 48 : Platine, bêche et tiges d'ancrage.....	78
Figure 49 : Semelle.....	79
Figure 50 : Platine d'assemblage du poteau central.....	82
Figure 51 : les sections les plus utilisées.....	88
Figure 52 : propriété de la section efficace de l'âme.....	93
Figure 53 : dimensions de la section composée.....	95
Figure 54 : modèle proposé par l'E3-1.3 pour le maintien élastique.....	96
Figure 55 : ressort latéral de semelle libre.....	101
Figure 56 : échantignole.....	111
Figure 57 : le portique en PRS	115
Figure 58 : description des paramètres d'une section.....	116
Figure 59 : Diagrammes des moments (PRS).....	117
Figure 60 : Diagrammes des efforts tranchants (PRS).....	117
Figure 61 : déformée du portique sous la charge sismique (PRS).....	118
Figure 62 : Assemblage poteau-traverse.....	121
Figure 63 : Assemblage poteau-traverse avec un renfort additionnel.....	123
Figure 64 : Assemblage traverse-traverse.....	124
Figure 65 : Assemblage du poteau central avec des raidisseurs.....	126
Figure 66 : dimensions et paramètres de calcul du poteau central.....	126



Liste des tableaux

Tableau 1 : Niveau de ductilité.....	21
Tableau 2 : Facteur de comportement.....	21
Tableau 3 : Pression dynamique de base	24
Tableau 4 : coefficient du site.....	25
Tableau 5 : Valeur limite des pressions dynamiques.....	27
Tableau 6 : récapitulatif du calcul des actions extérieures et intérieures...29	
Tableau 7 : calcul de la combinaison la plus défavorable.....	34
Tableau 8 : propriétés du profilé HEA 220	44
Tableau 9 : Résultats dynamiques du calcul des portiques sur Robot-bat.60	
Tableau 10 : le calcul des Ni pour l'assemblage P-T.....	70
Tableau 11 : le calcul des Ni pour l'assemblage T-T.....	73
Tableau 12 : Paramètres de la platine du poteau de rive.....	77
Tableau 13 : Dimensions de la fondation sous le poteau de rive.....	80
Tableau 14 : Paramètres de la platine du poteau central.....	82
Tableau 15 : Dimensions de la fondation sous le poteau de central.....	83
Tableau 11 : caractéristiques géométriques de la section.....	90
Tableau 12 : vérification des proportions géométriques de la section.....	90
Tableau 18 : paramètres de la section de la traverse.....	116
Tableau 19 : paramètres de la section du poteau de rive.....	116
Tableau 20 : paramètres de la section du poteau central.....	116
Tableau 21 : Résultats dynamiques du calcul des portiques sur Robot-bat (PRS).....	118
Tableau 22 : calcul des paramètres géométriques des section.....	119
Tableau 23 : Détails du calcul au voilement.....	119
Tableau 24 : le calcul des Ni pour l'assemblage P-T.....	122
Tableau 25 : le calcul des Ni pour l'assemblage T-T.....	125
Tableau 26 : Dimensions de la fondation sous le poteau de rive en PRS...129	
Tableau 27 : Dimensions de la fondation sous le poteau central en PRS...131	
Tableau 28 : Masses par mètre des différents éléments des 2 variantes...135	
Tableau 29 : Détails du poids de l'acier de la 1ère variante.....	136
Tableau 30 : Coût détaillé de la 1ère variante.....	138
Tableau 31 : Détails du poids de l'acier de la 2ème variante.....	139
Tableau 32 : Coût détaillé de la 2ème variante.....	140



Introduction

La construction à ossature métallique est devenu l'un des modes de construction les plus répandus dans le monde, surtout pour les grands projets industriels et commerciaux tels que les grandes usines, les hangars à stockages et les super marchés.

Ceci est le fruit du progrès énorme qu'a connu le domaine grâce aux recherches qui ont été faites sur l'acier et qui ont permis une meilleure maîtrise du calcul et de la construction.

Matériau performant, l'acier propose un large éventail de produits qui peuvent prendre part à plusieurs parties d'ouvrages au sein d'une construction. A partir d'éléments industrialisés ou fabriqués en atelier, la construction métallique se caractérise tout d'abord par un système poteaux poutres offrant de nombreux avantages:

- Installation de chantier réduite : diminution des coûts
- Appuis ponctuels : liberté d'aménagement, allègement de la structure, fondations ponctuelles
- Rapidité de montage : réduction des frais sur la durée de chantier
- Aspect environnemental : gestion des déchets de chantier, modularité et redistribution des locaux.

De ce fait, nous avons choisi pour notre travail de fin d'études, de traiter un sujet de construction métallique qui a la particularité d'étudier une comparaison technique et économique entre 2 variantes :

- Toute la structure en profilé courant.
- Les poteaux et traverses sont en profilé reconstitué soudé (PRS) et les pannes sont en Zed qui est un profilé laminé à froid.

On vous laisse découvrir à travers cette étude laquelle des 2 variantes a été la plus bénéfique.



PARTIE : I

Présentation Conception de la structure

PRESENTATION DU PROJET

Critères de conception :

Nombre et position des points porteurs :

Sections des profile :

Cadre en profils:

Ecartements des cadres

Système statique

Montants de cadre (poteaux)

Cheminement des forces et stabilisation de la structure

Efforts de vent horizontal sur les longs pans

Efforts du vent longitudinal sur le pignon

La couverture

HYPOTHESES D'ETUDES :

Matériaux

Sol de fondation

Vent

Séisme



1. PRESENTATION DU PROJET

Il s'agit de la construction d'un hangar pour l'entretien des pièces des avions pour la base militaire de Ben slimane, sur un terrain de 43,75m*76,75m avec une hauteur de 10,29m, couvrant ainsi une surface de 3357,8m².

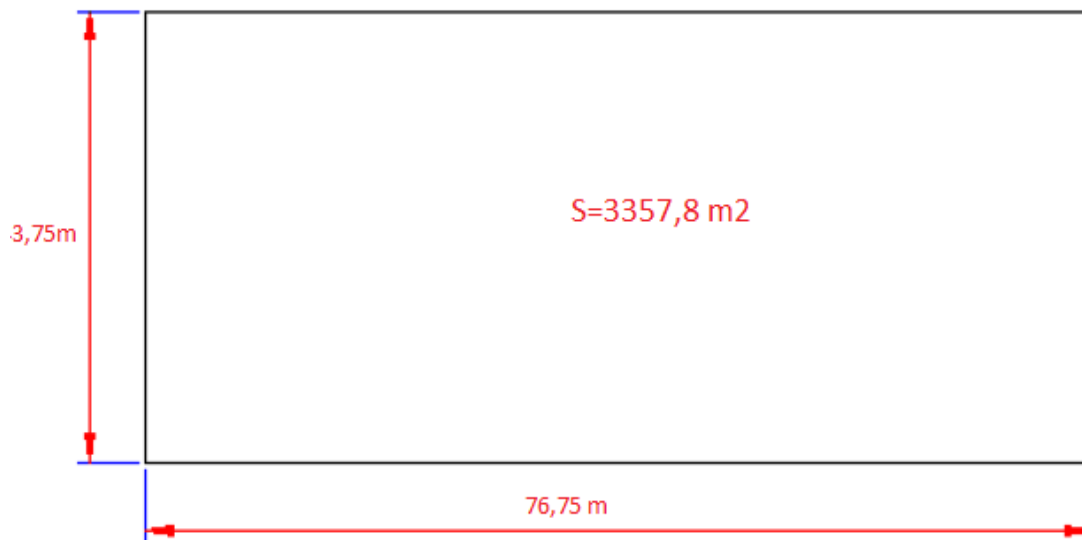
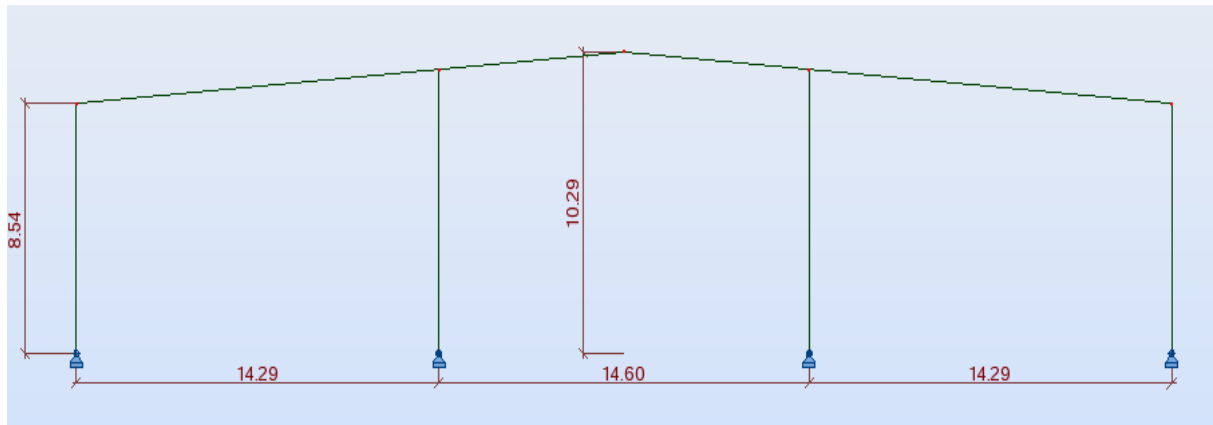


Fig.1 : Dimensions du hangar

2. Critères de conception :

Les critères de conception ont un influence sur le projet et la réalisation de l'ouvrage, certains critères sont liés à l'aptitude au service de la halle (utilisation des surfaces ou des volumes, fonctionnement, confort, etc.), alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurale de la charpente (capacité portante, résistance au feu, etc.) et il y a aussi les facteurs liés à l'économie de la construction et à la l'impact sur l'environnement.



2.1 Nombre et position des points porteurs :

Lors de la conception d'une halle en charpente métallique se pose la question de l'optimisation du nombre des points porteurs. L'espace d'exploitation doit être maximal (rendement spatial optimal), la tendance conceptuelle est donc de réduire au maximum l'emprise au sol due aux éléments verticaux de la structure. De plus, en augmentant le nombre des points porteurs, on augmente le poids total des éléments verticaux car les dimensions ces derniers ne sont pas directement proportionnels à la charge à laquelle ils sont soumis (phénomène de flambage).

Les deux raisons précédentes plaident donc pour la plus grande portée possible. Cependant, avec des portées importantes, les dimensions des poutres deviennent considérables, augmentant ainsi la consommation d'espace en hauteur, ce qui peut constituer un obstacle sérieux à la minimalisation du nombre de points porteurs. De plus, si la hauteur des éléments horizontaux augmente, la complexité des assemblages croît et l'utilisation de profilés standard n'est plus possible, il s'ensuit une augmentation du coût final de l'ouvrage.

2.2 Sections des profile :

Afin d'optimiser l'utilisation du matériau, le choix des profilés doit s'orienter vers des sections dont les caractéristiques répondent le mieux possible à leurs rôle structural. Cela revient à choisir des sections qui minimisent les dimensions géométriques et maximisent la résistance et la rigidité liées à la fonction porteuse du profilé.

Dans notre projet, on a une portée assez grande (43,75m). Afin d'économiser sur le coût, on a fait une comparaison entre deux variantes en charpente métallique :

-1ere variante : profilés courant (IPE,HEA,...).

-2eme variante : profilés reconstitués soudés (PRS) et pannes en Z.

3. Cadre en profils:

3.1 Ecartements des cadres

Le choix de l'écartement des cadres découle d'une optimisation du coût de la structure. Si l'écartement des cadres est grand, il nécessite de plus gros et plus nombreux éléments secondaires, telles que les filières, ainsi que des pannes relativement lourdes ; par contre, le nombre de cadres est petit. Si l'on choisit au contraire un faible écartement des cadres, leur nombre augmente, mais leur poids diminue et les éléments secondaires sont moins importants.

Les écartements courants sont de l'ordre de 5 à 7 m, les écartements maximaux sont de l'ordre de 15 m.

Dans notre projet on a pris 9,59 m pour les écartements des cadres.

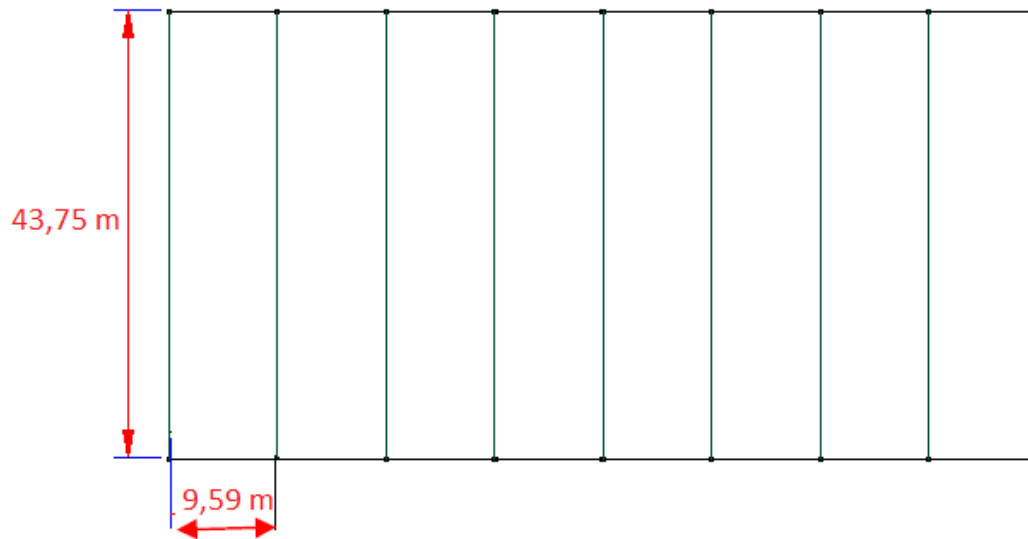


Fig.2 : Ecartements des cadres

3.2 Système statique

La liaison de différentes barres formant le cadre, entre elles ou avec les fondations, peut être, en première approximation, de deux types :

- liaison articulée, permettant le mouvement angulaire d'une barre par rapport à l'autre.
- liaison rigide, évitant toute rotation relative des deux éléments.

Nous appelons stable un cadre isostatique (degré d'hyperstaticité : $n=0$) ou hyperstatique ($n>0$).

L'hyperstaticité d'une structure a pour conséquence :

- une bonne répartition des moments de flexions avec des valeurs extrêmes en général plus faibles que dans une structure isostatique, ce qui a également pour conséquence des déplacements plus petits.
- une possibilité de redistribution des efforts en cas d'endommagement d'une partie de la structure à la suite d'un incendie, d'un choc, d'une explosion, etc.

Dans notre projet, on a choisi un système hyperstatique de degré d'hyperstaticité $n=5$ où les pieds de poteau sont articulés dans les deux directions, cela va nous permettre de soulager les fondations et avoir des dimensions plus petites.

3.3 Montants de cadre (poteaux)

Les montants sont les éléments verticaux d'un cadre chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur le cadre. Le choix du type de section pour les montants dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on peut citer :

- Le type de sollicitation, c'est-à-dire l'importance relative de la flexion dans le plan du cadre, de la flexion hors du plan du cadre et de l'effort normal.
- Le type de section choisi pour la traverse et la liaison prévue avec le montant ; cette liaison doit être la plus simple et la plus directe possible. En particulier lorsque la liaison est de type rigide, c'est-à-dire qu'elle doit transmettre un moment de flexion important.



4. Cheminement des forces et stabilisation de la structure

Toutes les structures doivent être stabilisées contre les effets des charges verticales, horizontales et longitudinales, en particulier le vent et les séismes.

Le cheminement des forces verticales et horizontales s'effectue au travers d'éléments situés dans des plans selon les trois dimensions principales du hangar :

- Sur la longueur (pannes,).
- Sur la largeur (traverses du cadre).
- Sur la hauteur (montants ou poteaux).

4.1 Efforts de vent horizontal sur les longs pans

Le vent exerce une pression sur la façade long pan, le mur s'appuie sur des chainages et raidisseurs horizontales qui vont transmettre leur réaction sur les montants du cadre. Ainsi, la force horizontale agissant sur la surface verticale perpendiculaire aux cadres (le long pan) sollicite le cadre dans son plan, latéralement. Ce dernier est alors chargé de transmettre les réactions aux fondations.

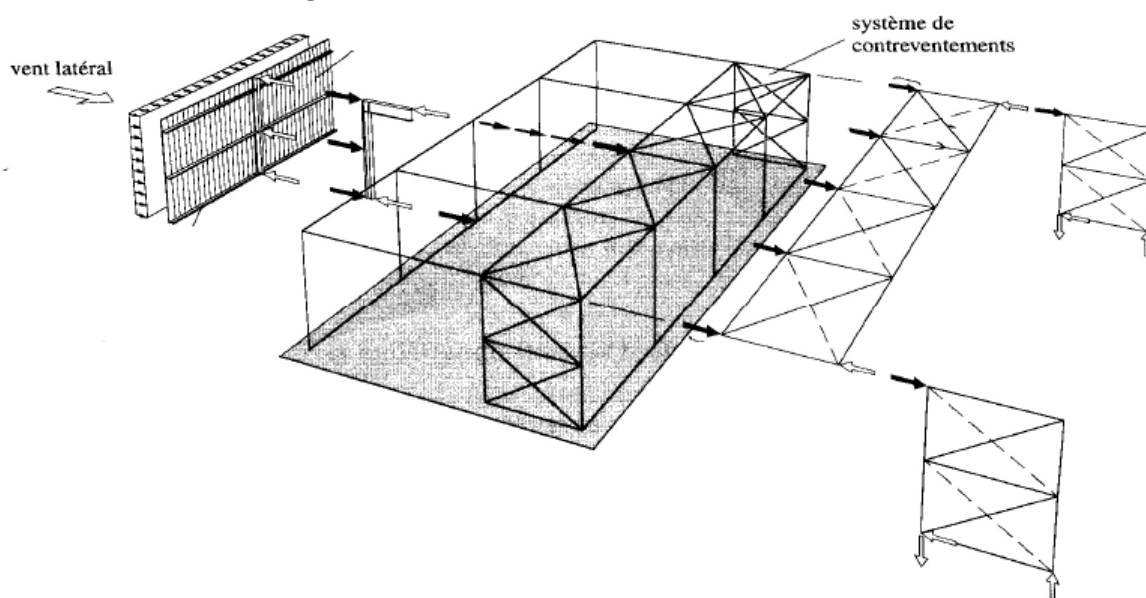


Fig.3 : Cheminement des efforts du vent

4.2 Efforts du vent longitudinal sur le pignon

Le même genre de réflexion peut être fait à propos du vent agissant longitudinalement et exerçant une pression sur la façade pignon. Ce sont alors les plans parallèles aux longs pans qui sont sollicités.



5 . La couverture

Bien que la couverture ne soit pas un élément structurel, il est d'usage courant d'admettre qu'elle intervient dans la stabilité des pannes et des éléments sur lesquels elle est fixée directement.

Ce rôle est cependant limité selon sa nature et n'est efficace que sous certaines conditions.

L'intérêt du choix de la nature de la couverture consiste aux performances qu'elle peut offrir du point de vue de l'esthétique, de la souplesse, de la légèreté et aussi aux prévisions de poids et de prix du point de vue économique.

Il faut savoir que la couverture d'un bâtiment est l'ensemble des matériaux étanches, supportés par la charpente ou par un plancher support. Les matériaux utilisés et les couvertures réalisées doivent présenter les caractères suivants :

- Dans le cas des toitures inclinées, être imperméable et pouvoir sécher rapidement (condition d'étanchéité).
- Résistance : au gel, au vent, au poids des ouvriers d'entretien, au feu, au soleil.
- La légèreté.

La plaque NERVESCO répond à ces critères et aux normes en vigueur applicables aux travaux de couvertures en plaques. Les plaques NERVESCO ne sont pas seulement durables et très économiques à l'achat, elles sont également d'une mise en œuvre facile et rapide. Elles peuvent être posées sur n'importe quel type de charpente. Elles sont complétées par des plaques translucides en polystyrène permettant l'éclairage naturel du bâtiment.

Elles présentent une importante rigidité au cisaillement dans leur plan et participent, en conséquence, à la résistance d'ensemble de la structure, cette participation des parois à la résistance et rigidité de la structure est généralement appelée « effet diaphragme ».

Une fois le choix de la couverture est fixé, on passe à calculer l'entre axe optimum des appuis (pannes) qui est fonction du chargement le plus défavorable que peut supporter la couverture, ce chargement est :

- Poids propre: plaque NERVESCO.
- Vent : on choisit le cas le plus défavorable, il correspond au vent sur long pan avec surpression intérieure.

La pente des versants dépend des facteurs suivants :

- Esthétiques : La pente doit être le plus possible en rapport avec le bâtiment qu'on va construire.
- Economie : il est souhaitable des pentes faibles afin de diminuer les surfaces des couvertures.
- Besoin d'Eclairage
- Climat (vent, pluie, ..)

Pour notre projet la couverture est réaliser par des plaques NERVESCO, dont dépend le choix de la pente, nous avons adopté pour les versants une pente de 4%.



6 . HYPOTHESES D'ETUDES :

Le calcul est fait suivant le règlement CM66 et l'EUROCODE 3.

6.1 Matériaux:

- Béton 25MPa
- Acier béton fe400MPa
- Acier CM :
 - PRS 280 MPa
 - Pannes Zed : 350 MPa
- Boulons HR8.8

6.2 Sol de fondation:

Le sol de fondation, d'après le laboratoire d'études, travaille à 2 bars.

6.3 Vent :

Selon NV65 région II site normal

6.4 Séisme :

Ben slimane est une ville qui se situe dans la zone 2 du règlement RPS2000.

La figure suivante représente la carte de zonage sismique marocaine :



Fig. 4: zonage sismique au Maroc

La zone 2, qui nous concerne, est caractérisée par les facteurs suivants :



- ◆ Coefficient d'accélération $A = 0.08 \text{ g}$
- ◆ Coefficient de priorité : $I = 1$, la classe du bâtiment étant la classe 2.
- ◆ Coefficient de site : le sol étant rocheux ferme ($<15\text{m}$) donc $S = 1$.
- ◆ Facteur d'amplification : (D)

6.4.1 Facteur d'amplification

Le facteur d'amplification dynamique est donné par le spectre de dimensionnement déduit des spectres élastiques normalisés et calé à un palier horizontal pour les faibles périodes. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de :

- L'amortissement qui est égal à 3% dans notre cas.
- La catégorie du site : S1 ; S2 ou S3. Dans notre cas $S = 1$.
- La période fondamentale de la structure : T.

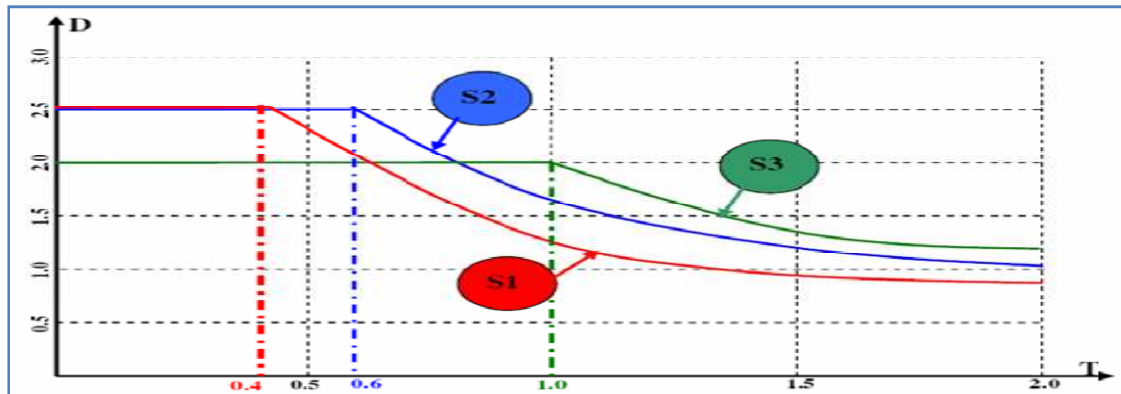


Fig.5: Facteur d'amplification dynamique

6.4.2 Facteur de comportement : (k)

Le facteur de comportement est fonction de :

- Système de contreventement.
- Niveau de ductilité.

Exigences et niveaux requis de ductilité :

Le système structural de tout bâtiment conçu pour résister aux efforts sismiques doit présenter une ductilité suffisante au cours du séisme. Trois niveaux de ductilité sont définis selon le comportement requis de la structure. Chaque niveau traduit la capacité de la structure à dissiper l'énergie provenant du séisme.

- Structures peu ductiles (niveau 1 de ductilité : ND1)



Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et pour lesquelles le Règlement n'exige pas de prescriptions spéciales.

■ Structures à ductilité moyenne (niveau 2 de ductilité : ND 2)

Ce niveau est relié aux structures pour lesquelles on adopte des dispositions spécifiques leur permettant de travailler dans le domaine inélastique au cours du mouvement séismique avec une protection raisonnable contre toute rupture prématurée.

■ Structures de grande ductilité (niveau 3 de ductilité : ND3)

Ces structures sont appelées à avoir une grande capacité de dissipation d'énergie. Un certain nombre de prescriptions et dispositions technique est exigé afin de minimiser la probabilité de rupture prématurée et de détérioration de résistance.

Ductilité et classes des structures :

Le tableau suivant illustre le niveau de ductilité requis pour les deux classes de structures en fonction de l'intensité du séisme.

classe de bâtiment	$A_{max} \leq 0,1g$	$0,1 < A_{max} \leq 0,2g$	$0,2g < A_{max}$
classe I	ND1	ND2	ND3
Classe II	ND1		ND2

Tableau 1: Niveau de ductilité

Le facteur de comportement traduit le rapport de l'effort dans un comportement élastique et l'effort pour un même déplacement dans le domaine plastique.

système de contreventement	k		
	ND1	ND2	ND3
Portiques	2	3.5	5
Portiques et voiles	2	3	4
Voiles	1.4	2.1	2.8

Tableau 2 : Facteur de comportement

Ainsi nous ne concluons que $k = 2$



PARTIE : II

Calcul du vent

Généralités

Introduction

Données du projet

Pression dynamique

Pression dynamique de base

Facteurs de modification de la pression dynamique

Réduction maximale des pressions dynamiques de base

Valeur limite des pressions dynamiques de calcul

Actions extérieurs et intérieurs

Description de la structure

Calcul du coefficient γ_0

Calcul des perméabilités des parois

Les actions extérieures

Les actions intérieures

Les actions résultantes



1 .Généralités

1.1 Introduction

Dans les calculs des constructions on tient compte presque toujours des effets du vent qui engendre des actions non négligeables.

L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément, et elle est en fonction de :

- La vitesse du vent.
- La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.
- Des dimensions de l'élément considéré.
- La forme de la paroi (plan au courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

Les calculs dans cette partie seront menés conformément aux règles NV65, ainsi peut-on définir la pression élémentaire s'exerçant sur l'une des faces d'un élément de parois par :

$$W = q_{10} \times K_m \times K_s \times K_h \times \delta \times (C_e - C_i) \times \beta$$

Avec

- q_{10} pression dynamique de base à 10 m
- K_h est un coefficient correcteur dû à la hauteur au dessus du sol.
- K_s est un coefficient qui tient compte de la nature du site où se trouve la construction considérée.
- K_m est le coefficient de masque.
- δ est un coefficient de réduction des pressions dynamiques, en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.
- C_e et C_i sont les coefficients de pression extérieure et intérieure
- β : coefficient de majoration dynamique

1.2 Données du projet :

-La hauteur du bâtiment, différence de niveau entre le sol et la crête de toiture :

$$H = 10,5 \text{ m.}$$

-La dimension du hangar selon le long pan :

$$a = 76,76 \text{ m.}$$

-La dimension du hangar selon le pignon :

$$b = 43,75 \text{ m.}$$

-La flèche de la toiture :



$$f = 2 \text{ m.}$$

-L'angle entre le plan de la toiture et l'horizontale :

$$\alpha = 4,32^\circ$$

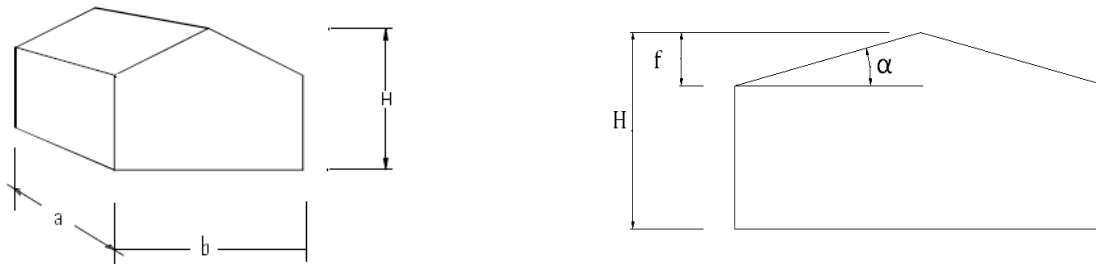


Fig.6 : Géométrie du hangar

2. Pression dynamique

2.1 Pression dynamique de base :

Par convention, les pressions dynamiques de base, normale et extrême, sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au dessus du sol. Le bâtiment industriel serait situé dans la zone Ben Slimane classée dans la région I :

Région I	
Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
53,5daN/m ²	93,63daN/m ²

Tableau 3: Pression dynamique de base

2.2 Facteurs de modification de la pression dynamique :

2.2.1 Effet de la hauteur

A une hauteur H au dessus du sol la pression dynamique devient q_H , définie par la relation suivante, valable pour les valeurs de H comprises entre 0 et 500m :

$$q_H = q_{10} \times K_h = q_{10} \left[2,5 \times \left(\frac{H + 18}{H + 60} \right) \right]$$

Pour H = 10,5m, on trouve :

$$K_h = 1,011$$

2.2.2 Effet du site

Le coefficient de site est un coefficient d'augmentation pour les sites exposés comme le bord de la mer et de réduction pour les sites protégés comme à l'intérieur

d'une forêt dense. Les valeurs du coefficient du site sont données dans le tableau suivant:

Région	IV	III	II	I
Site protégé	-	0.8	0.8	0.8
Site normal	1	1	1	1
Site exposé	1.2	1.25	1.3	1.35

Tableau 4: coefficient du site

Pour notre hangar, il s'agit d'un site normal, donc $K_s = 1$.

2.2.3 Effet du masque

Il y a effet de masque lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions de grande probabilité de durée.

L'environnement de construction étant sans obstacle, on prend alors $K_m = 1$

2.2.4 Effet de dimension

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments d'une construction (pannes, poteaux, etc.), doivent être affectés d'un coefficient de réduction δ en fonction de la plus grande dimension (horizontale, verticale) de la surface offerte au vent (maitre-couple) intéressant l'élément considéré, et de la cote H du point le plus haut de la surface considérée :

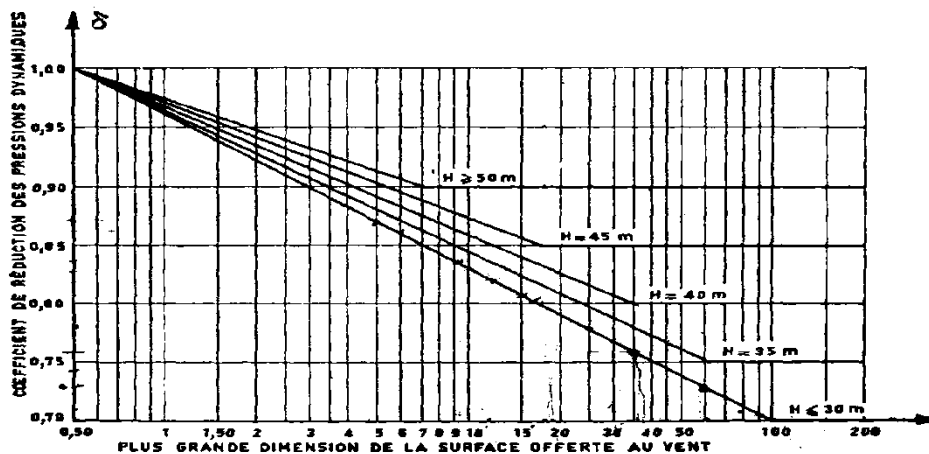


Fig.7:abaque de l'effet de dimension

Ainsi à partir de cet abaque on trouve :

Pour les pannes $\delta = 0,84$

2.2.5 Majoration dynamique

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, on multiplie les pressions dynamiques normales par un coefficient de majoration β au moins égale à 1. Il est donné par la formule



$$\beta = \theta \times (1 + \xi \times \tau)$$

La connaissance du mode fondamental de l'oscillation de la structure est indispensable pour bien tenir compte de ce phénomène. Du coup, on procède dans le NV65 à l'introduction d'un **coefficient d'amplification dynamique β** , servant à pondérer la pression dynamique de base.

La période propre T du mode fondamental d'oscillation d'une construction fait l'objet de l'annexe 4 des règles NV 65, qui fournit une formule forfaitaire pour les bâtiments à ossature métallique :

-Vent perpendiculaire à la grande surface :

$$T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{b}}$$

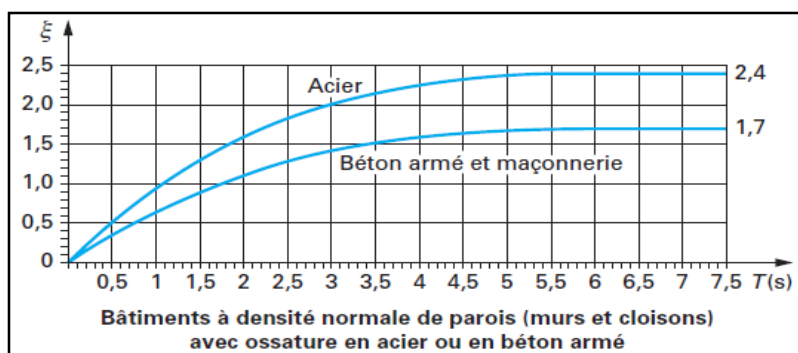


Figure8: Coefficient d'amortissement

Avec $b = 43,75m$ et $H = 10,5m$: $\rightarrow T = 0,13s$ et l'abaque donne alors $\xi = 0,2$

-Vent perpendiculaire à la petite surface :

$$T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{a}}$$

Avec $a = 76,75m$ et $H = 10,5m$: $\rightarrow T = 0,12s$ et l'abaque donne alors $\xi = 0,2$

Dans le cas de ce projet qui correspond à une construction prismatique à base polygonale

$$\theta = 1$$

Et on a $H = 10,5m$ donc $\tau = 0.36$

$$\text{D'où : } \beta = 1 \times (1 + 0.2 \times 0.36) = 1,072$$

Donc il y a majoration dynamique.

2.3 Réduction maximale des pressions dynamiques de base :

Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autorisées par les règles (effet de masque, effet des dimensions) ne doit, en aucun cas dépasser 33 %.



2.4 Valeur limite des pressions dynamiques de calcul :

Quelle que soit la hauteur au-dessus de sol, le site, l'effet de masque et l'effet de dimension les valeurs des pressions dynamiques de calcul sont limitées comme ci-dessous :

	Valeurs maximales	Valeurs minimales
Pression dynamique normale corrigée	170 daN/m ²	30 daN/m ²
Pression dynamique extrême corrigée	297,5 daN/m ²	52,5 daN/m ²

Tableau 5 : Valeur limite des pressions dynamiques

3. Actions extérieurs et intérieurs

3.1 Description de la structure :

3.1.1 Les caractéristiques de la construction :

- Forme générale en plan est un rectangle de longueur **a = 76,75 m** et de largeur **b=43,75 m**.
- La hauteur total est H =10.5 m
- La couverture est une toiture à deux versants plans inclinés.
- Toutes les pannes sont sensiblement planes et reposant sur le sol.

3.1.2 Rapport de dimension λ :

- Vent normal à la grande face :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{10,5}{43,75} = 0,24$$

- Vent normal à la grande face :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{10,5}{76,75} = 0,137$$

3.1.3 Conclusion :

Donc notre construction n'est pas une construction courante à base rectangulaire et on ne peut pas appliquer la méthode simplifiée.

Notre construction est une construction prismatique à base rectangulaire reposant sur le sol.

3.2 Calcul du coefficient γ_0 :

La valeur de γ_0 est donnée d'après l'abaque du règlement NV65 (p 89)(voir **ANNEXE 1**) en fonction des rapports de dimensions :

Vent normal à la grande surface S_a :

- Vent normal au long-pan (grande surface):

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = 0,137 \quad \rightarrow \quad \gamma_0 = 0,85$$

Vent normal à la petite surface S_b :

- Vent normal au pignon :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = 0,24 \quad \rightarrow \gamma_0 = 0,85$$

3.3 Calcul des perméabilités des parois :

Les coefficients de pression c_i qui s'exercent à l'intérieur du hangar dépendent de la perméabilité μ de la construction, qui est égale au rapport de la surface totale de ses ouvertures à sa surface totale. Il s'agit d'un hall qu'on peut considérer comme construction fermée $\mu < 5\%$.

3.4 Actions extérieures :**3.4.1 Parois verticales :** (quelque soit la direction du vent)

- Face au vent $c_e = +0,8$
- Face sous le vent $c_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,305$

3.4.2 Toitures (VOIR ANNEXE 2)

- Vent normal aux génératrices : (vent normal au long pan)

Dans notre cas, $f \leq H/2$, la figure R-III-6 des règles NV 65 donne la valeur de c_e en fonction de l'angle α d'inclinaison des toitures par rapport à l'horizontale.

- Face au vent $c_e = -0,3$
- Sous le vent $c_e = -0,26$

- Vent parallèle aux génératrices : (vent normal au pignon)

On obtient la valeur de c_e à partir du même graphe avec une valeur de l'angle d'inclinaison $\alpha = 0$. On obtient donc : $c_e = -0,28$

3.5 Les actions intérieures :

Les coefficients de pression C_i qui s'exercent de façon homogène sur toutes les surfaces de l'intérieur de ce hangar, dépendent de la perméabilité μ de la construction, qui est égale au rapport de la surface totale de ses ouvertures à sa surface totale.

Le hangar étant considéré fermé, $\mu \leq 5\%$, on a soit :

- ▶ Une surpression avec $C_i = 0,6 \times (1,8 - 1,3\gamma_0)$
- ▶ Une dépression avec $C_i = -0,6 \times (1,3\gamma_0 - 0,8)$

-Vent normal au pignon : $\gamma_0 = 0,85$:

- ▶ Surpression $C_i = 0,6 \times (1,8 - 1,3 \times 0,85)$ D'où $C_i = 0,417$
- ▶ Dépression $C_i = -0,6 \times (1,3 \times 0,85 - 0,8)$ D'où $C_i = -0,2$

Dans le cas où la valeur de C_i est comprise entre 0 et -0,2 on adopte la valeur -0,2.

-Vent normal au long pan : $\gamma_0 = 0,85$:

- ▶ Surpression $C_i = 0,6 \times (1,8 - 1,3 \times 0,87)$ D'où $C_i = 0,417$
- ▶ Dépression $C_i = -0,6 \times (1,3 \times 0,87 - 0,8)$ D'où $C_i = -0,2$

On donne ci-après le récapitulatif des différentes valeurs trouvées pour les coefficients des actions extérieures et intérieures :



		vent	
		normal au pignon	normal au long-pan
parois verticales	face au vent	0,8	0,8
	sous le vent	-0,305	-0,305
toiture	face au vent	-0,28	-0,3
	sous le vent		-0,26

	vent	
	normal au pignon	normal au long-pan
surpression	0,417	0,417
dépression	-0,2	-0,2

Tableau 6 : récapitulatif du calcul des actions extérieures et intérieures

3.6 Les actions résultantes :

D'après ce qui précède on conclut que :

$$W = 57,96(C_e - C_i) \times \delta$$

La prise en compte de l'action du vent consiste à combiner ses effets extérieurs et intérieurs sur une paroi donnée. On exprime cette action par la valeur de la différence $(C_e - C_i)$. Quatre cas du vent sont envisageables, selon que l'on a une dépression ou une surpression à l'intérieur de la construction :

3.6.1 Vent I (vent sur long pan avec surpression intérieure) :

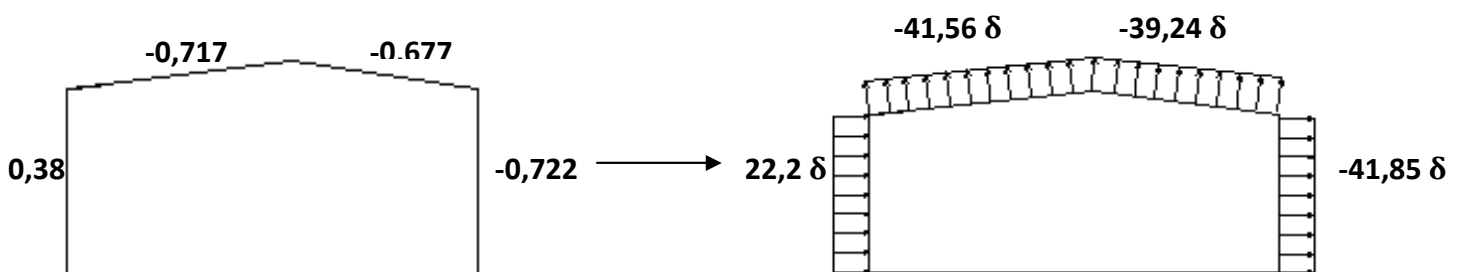


Fig.9 : vent sur long pan avec surpression intérieure

3.6.2 Vent II (vent sur long pan avec dépression intérieure) :

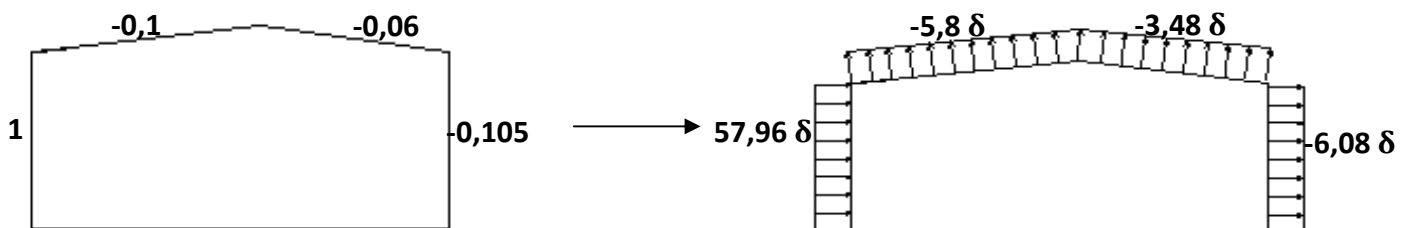


Fig.10 : vent sur long pan avec dépression intérieure



3.6.3 Vent III (vent sur pignon avec surpression intérieure) :

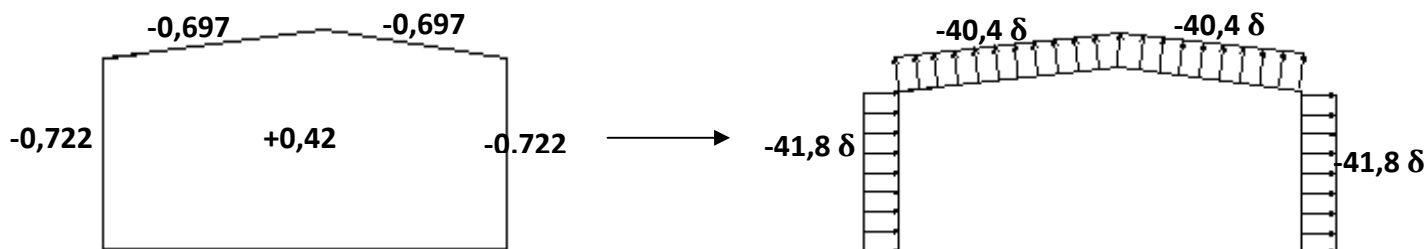


Fig.11 : vent sur pignon avec surpression intérieure

3.6.4 Vent VI (vent sur pignon avec dépression intérieure) :

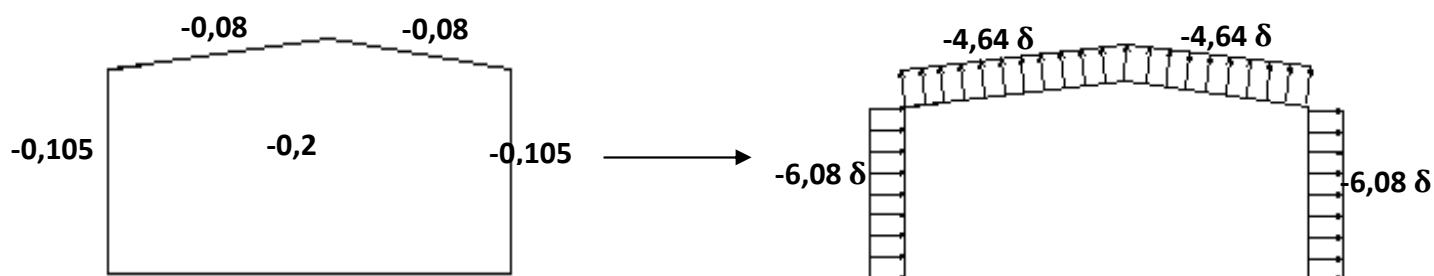


Fig.12 : vent sur pignon avec dépression intérieure

Les charges du vent sont données en **daN/m**



PARTIE : III

Calcul des pannes

Généralités

Introduction

Détermination des sollicitations

Les charges :

Combinaisons de charges :

Evaluation des charges :

La combinaison la plus défavorable:

Dimensionnement des pannes avec un lierne à mi-travée :

Calcul de résistance :

Vérification des flèches :

Vérification au déversement:

Résistance au cisaillement :

Vérification au voilement :

Calcul des liernes



1. Généralités

1.1 Introduction :

Les pannes servent à assurer le transfert des actions appliquées à la couverture d'un bâtiment à sa structure principale. Elles reposent directement au dessus des traverses et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée.

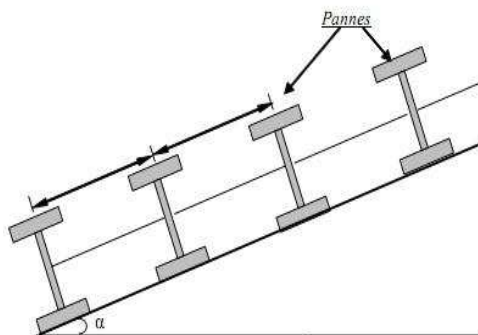


Figure 13: emplacement des pannes sur le versant

1.2 Détermination des sollicitations :

Les pannes seront calculées en flexion déviée, sous les charges :

- de gravité G : ces charges ont une composante selon l'âme du profilé et une autre selon la pente du versant.
- de vent W : ces efforts sont perpendiculaires à la surface de la toiture ; ils agissent donc uniquement selon la plus grande inertie du profilé.
- D'exploitation Q : qui a la même direction que G

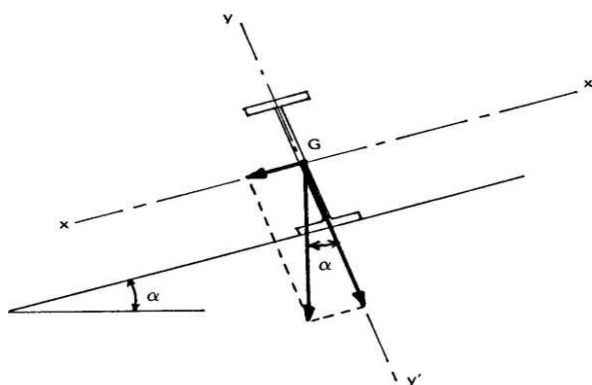


Fig.14: composantes des charges appliquées sur panne

Alors compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée .

2. Les charges :

2.1 Combinaisons de charges :

Les combinaisons d'actions à considérer doivent couvrir toutes les situations critiques où la structure est susceptible de se trouver. Ces combinaisons comprennent



des combinaisons d'états limites ultimes et de service. Afin de vérifier la stabilité de l'ensemble et la résistance des éléments, on doit considérer les combinaisons les plus défavorables.

- Combinaisons d'états limites ultimes :
 - $1.33G + 1.5Q$
 - $G + 1.75W_n$
 - $1.33G + 1.42(Q + W_n)$
 - $1.33G + 1.5W_n$
 - Combinaisons d'états limites de service :
 - $G + Q$
 - $G + W_n$
 - $G+Q+W_n$
- Où W est la charge due au vent (pression, dépression).

2.2 Evaluation des charges :

2.2.1 Charges permanente

Couverture double peau

$$G_{\text{couverture}} = 14 \text{ daN/m}^2$$

Pannes

On prendra un profilé IPE 180 de poids linéique :

$$G_{\text{pannes}} = 18.8 \text{ daN/ml}$$

Collatéral suspendu

$$G_{\text{cs}} = 10 \text{ daN/m}^2$$

Ainsi le poids total de toiture est égal à :

$$G = (G_{\text{couverture}} + G_{\text{cs}}) \times e + G_{\text{pannes}} \text{ en daN/ml}$$

Avec $e =$ l'espacement entre les pannes = **1,825m**

A.N $G = 62,6 \text{ daN/ml}$

2.2.2 Surcharge

On a la surcharge due à la poussière, ayant la valeur :

$$Q_{\text{poussière}} = 30 \text{ daN/m}^2$$

2.2.3 Effet de vent

-Le coefficient de pression maximale pour la couverture est de :

$$(c_e - c_i)_{\text{max}} = -0,06$$

-La force de vent maximale est donc par mètre carré de couverture :

$$W_{\text{max}} = -2,92 \text{ daN/m}^2$$

-Le coefficient de pression minimale pour la couverture est de :

$$(c_e - c_i)_{\text{min}} = -0,717$$



-La force du vent minimale est donc par mètre carré de couverture :

$$W_{\min} = -34,91 \text{ daN/m}^2$$

REMARQUES :

-Toutes les combinaisons doivent être projetées suivant x et suivant y comme l'indique la figure suivante :

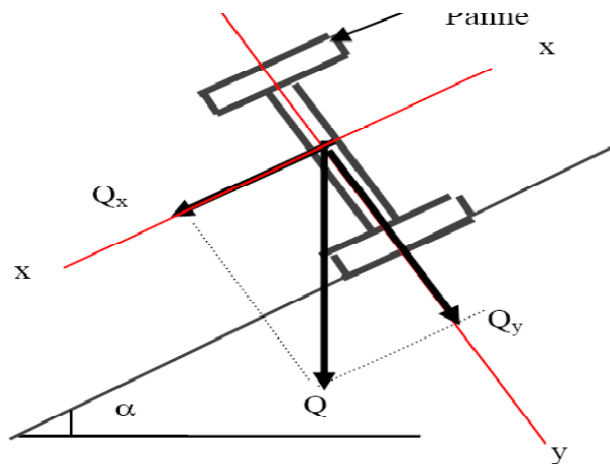


Fig.15: les deux directions des charges appliquées sur une panne

$$Q_x = Q \sin \alpha$$

$$Q_y = Q \cos \alpha$$

-pour le calcul des pannes, les actions du vent et la charge d'exploitation sont multipliées par e pour avoir les charges en daN /ml

2.3 La combinaison la plus défavorable:

Recherchons l'effet le plus défavorable :

-On résume le calcul dans ce tableau

	les combinaisons	suitant x en daN /m	suitant y en daN /m
ELU	1,33G+1,5Q	12,45776258	164,9131312
	G+1,75Wmax	4,715454051	53,09227358
	G+1,75Wmin	4,715454051	-49,06984539
	1,33G+1,42Q+1,42Wmax	12,12783145	152,975049
	1,33G+1,42Q+1,42Wmin	12,12783145	70,07778671
	1,33G+1,5Wmax	6,271553887	75,02442136
	1,33G+1,5Wmin	6,271553887	-12,54310918
ELS	G+Q	8,839593176	117,0165975
	G+Wmax	4,715454051	57,09
	G+Wmin	4,715454051	-1,29

Tableau 7: calcul de la combinaison la plus défavorable

La combinaison la plus défavorable est la combinaison 1,33G+1,5Q pour l'ELU et G+Q pour l'ELS



3. Dimensionnement des pannes avec un lierne à mi-travée :

3.1 Calcul de résistance :

Soient σ_x et σ_y les contraintes engendrées par les charges appliquées aux pannes selon l'âme du profilé et selon la pente du versant, la vérification à faire est :

$$\sigma_x + \sigma_y < \sigma_e$$

Les contraintes σ_x et σ_y sont obtenues à partir des moments de flexion M_x et M_y :

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} V_x$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{I_y} V_y$$

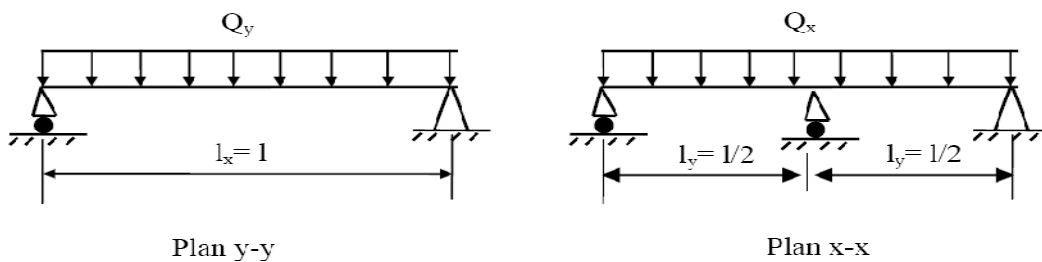


Fig. 16: distribution de charge dans les plans x-x et y-y

-Dans le plan y-y $M_x = Q_y \frac{l_x^2}{8}$ avec $l_x = 1$

-Dans le plan x-x $M_y = Q_x \frac{l_y^2}{8}$ avec $l_y = \frac{1}{2}$

Les moments correspondants sont respectivement :

$$M_x = 1895,8 \text{ daN.m} \quad ; \quad M_y = 35,8 \text{ daN.m}$$

-Pour un profilé IPE 180 on a les données suivantes :

$$\begin{aligned} I_x &= 1317 \text{ cm}^4 & I_y &= 100,81 \text{ cm}^4 \\ I_x/V_x &= 146,3 \text{ cm} & I_y/V_y &= 22,16 \text{ cm} \end{aligned}$$

On obtient alors les contraintes selon les deux directions :

$$\sigma_x = 12,96 \text{ daN/mm}^2 \quad ; \quad \sigma_y = 1,61 \text{ daN/mm}^2$$

On a alors : $\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 14,57 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$

3.2 Vérification des flèches :

On doit aussi vérifier que la flèche dans les deux directions ne dépasse pas le $1/200^e$ de la portée de la panne :

$$f_x < f_{x\text{lim}} = l_x/200 = 24 \text{ mm}$$

$$f_y < f_{y\text{lim}} = l_y/200 = 48 \text{ mm}$$

Le cas défavorable est : {G + Q}

La panne reposant sur deux appuis selon sa grande inertie, on a :



$$f_y = \frac{5}{384} \frac{Q_y l_x^4}{EI_x}$$

$$f_x = 46,6 \text{ mm} < f_{x\text{lim}}$$

Selon la plus petite inertie, la panne se comporte comme une poutre sur 3 appuis ; la formule de la flèche devient donc :

$$f_x = \frac{2,05 Q_x l_y^4}{384 EI_y}$$

$$f_y = 11,7 \text{ mm} < f_{y\text{lim}}$$

La flèche est vérifiée.

3.3 Vérification au déversement:

3.3.1 Aspect expérimental du déversement

Soit une poutre mince (fer plat), dont les appuis sont encastres vis-à-vis de la torsion et quelconques vis-à-vis de la flexion:

On remarque un effondrement de la poutre pour une contrainte inférieure à la contrainte limite d'élasticité du matériau.



Fig.17: Phénomène du déversement

i. Membrure supérieure :

L'assemblage de la panne avec le bac en acier de la couverture se fait au niveau de la membrure supérieure de la panne. C'est-à-dire que cette membrure est fixée et le risque de son déversement est exclu.

Il est clair que cette stabilisation des pannes par la couverture permet un gain non négligeable sur la constitution de l'empannage (section des pannes moins importante).

ii. Membrure inférieure :

Pour la semelle inférieure, contrairement à la semelle supérieure, le risque de déversement est envisageable en cas de soulèvement de la panne ; ce qui correspond à la combinaison G + 1.75V (vent normal à la grande surface avec surpression). Donc, il faut vérifier le déversement pour la membrure inférieure.

La vérification du déversement selon CM66 passe par le calcul de la contrainte de déversement:

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{I_z}{I_y} \times \frac{h^2}{l^2} \times (D - 1) \times BC$$

✓ D est donné en fonction des dimensions de la pièce selon **La règle 3,64** du CM66 :



$$D = \sqrt{1 + \frac{0.156 \times J \times l^2}{I_y H^2}} \quad \text{Où } \left\{ \begin{array}{l} l: \text{ la longueur de flambement} \\ H: \text{ la hauteur du profilé} \\ I_y: \text{ l'inertie de l'axe perpend. à l'âme} \end{array} \right.$$

Pour le IPE 180 le moment de torsion est égale à :

$$j = 4,79 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc } D = 2,48$$

✓ **C** est fonction de la répartition des charges, défini selon **la règle 3,643** page 91 du CM66
 $C = 1,132$

✓ **B** est donnée en fonction de du niveau d'application des charges selon **règle 3,643** du CM66.

Le chargement est supposé appliqué au niveau de la fibre neutre:

$$B = 1$$

3.3.2 Contrainte de non déversement

$$\sigma_d = 7,33 \text{ daN/mm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$ il y a risque de déversement.

L'élançement :

$$\lambda_0 = \frac{l_f}{H} \times \sqrt{\frac{4 \times I_x}{B \times C \times I_y} \times \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\lambda_0 = \frac{4,765}{0,18} \times \sqrt{\frac{4 \times 1317 \times 10^{-8}}{1 \times 1,132 \times 100,81 \times 10^{-8}} \times \left(1 - \frac{7,33}{24}\right)}$$

$$\lambda_0 = 149,86$$

Coefficient de flambement :

$$\Rightarrow k_0 = 3,679 \text{ (Tableaux) (RCM66, Annexe. §13.411)}$$

Le coefficient de déversement est k_d donné par la formule :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \times (k_0 - 1)}$$

$$k_d = \frac{3,679}{1 + \frac{7,33}{24} \times (3,679 - 1)} = 1,67$$

Vérification :

Le cas défavorable de soulèvement est : $\{G + 1,75W\}$

Les moments sont $M_x = -564 \text{ daN/m}^2$ et $M_y = 13,55 \text{ daN/m}^2$

On trouve alors :



$$\sigma_x = 3,86 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_y = 0,61 \text{ daN/mm}^2$$

(Calculer en utilisant le moment M_y qui correspond à $-144,2 \text{ daN /m}^2$)

Donc $\sigma_x + kd \sigma_y = 8,4 \text{ daN/mm}^2$

La condition de non déversement est validée.

3.4 Vérification au cisaillement :

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

$$1.54 \times \tau < \sigma_e \quad \text{avec } \tau = \max(\tau_x, \tau_y)$$

Dans le cas de sections symétriques en I, l'effort tranchant est repris par la section de l'âme, et l'effort tranchant est repris par la section des deux semelles.

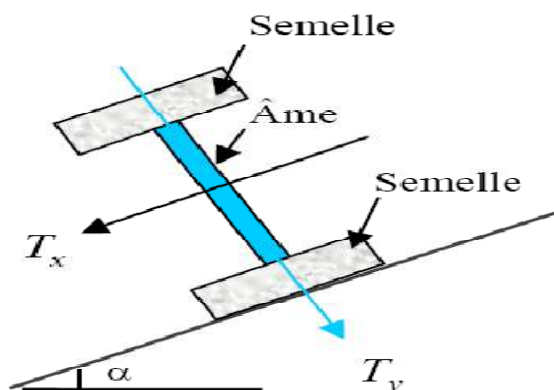


Fig. 18: direction des efforts tranchants T_x et T_y

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_x = \frac{T_x}{2A_s} \quad \text{et} \quad \tau_y = \frac{T_y}{A_a}$$

Où A_a la section de l'âme du profil.

Et A_s la section de la semelle du profil

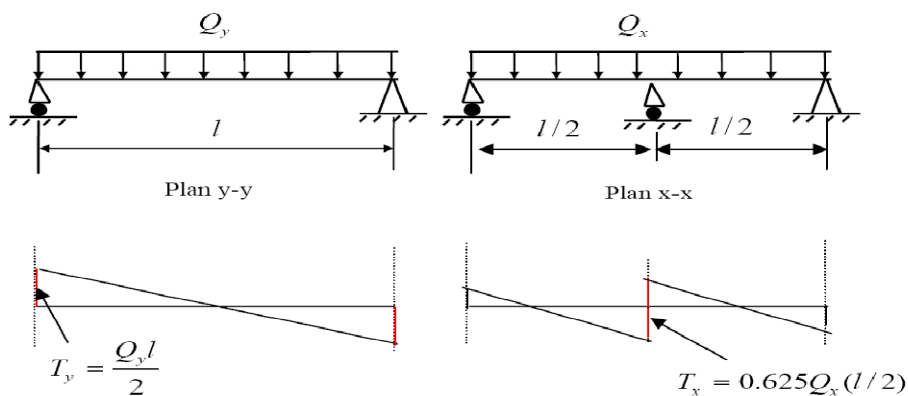


Fig. 19: diagrammes des efforts tranchants dans les plans x-x et y-y

La vérification se fait à l'ELU

Le cas défavorable est : $\{1,33G + 1,5Q\}$

-Pour IPE 180

$$\text{On a } A_a = 869,2 \text{ mm}^2 \text{ et } A_s = 728 \text{ mm}^2$$

Ainsi

$$T_x = 59,73 \text{ daN} \quad \text{et} \quad T_y = 494,22 \text{ daN}$$

$$\tau_x = 0,041 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{et} \quad \tau_y = 0,56 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{Donc } \tau = 0,56 \text{ daN/m} \quad \text{et} \quad \tau_{adm} = \frac{\sigma_c}{1,54} = 15,58 \text{ daN/m}$$

Donc τ est largement inférieur à τ_{adm} . Le profilé choisi résiste bel et bien au cisaillement.

3.5 Vérification au voilement :

3.5.1 Aspect expérimentale

Sous l'effet de l'effort tranchant dans l'âme de la poutre, les éléments de surface de l'âme ont tendance à se plisser sous des efforts de compression et traction conjugués.

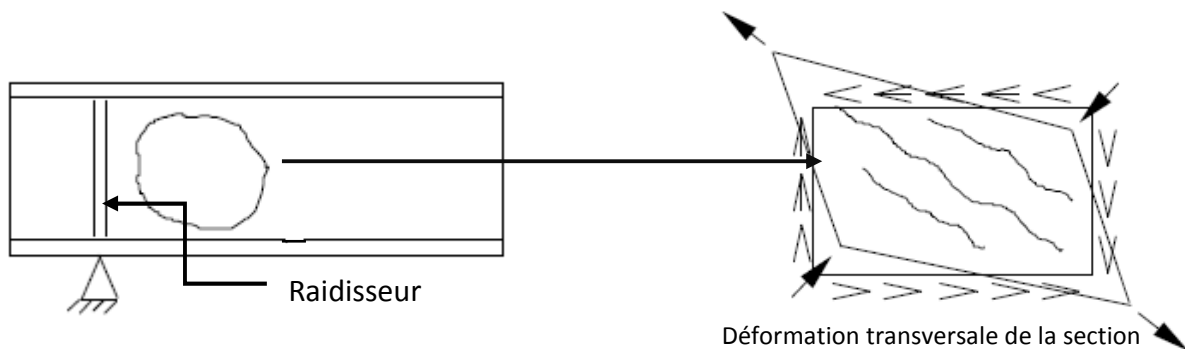


Fig. 2: Phénomène du voilement

3.5.2 Observation

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au delà d'une certaine charge, se déforme transversalement. Il s'agit du phénomène de voilement, qui peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple.

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées, résistent encore à des efforts additionnels. Autrement dit, le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale de ces pièces, ce qui est en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles:

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

N.B : La vérification au voilement des âmes des laminés normalisés (IPE, HE, ...) n'est pas nécessaire puisqu'ils sont largement surdimensionnés à cet égard. Cependant

les règles CM66 préconisent de positionner des raidisseurs au droit des appuis et des charges concentrées, pour éviter d'éventuelles déformations locales.

3.6 Calcul des liernes

3.6.1 Introduction :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants (α) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi-portée.

Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliées entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

3.6.2 Dimensionnement des liernes :

La réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1,25 \times Q_x \times l_y = 1,25 \times 12,45 \times 5,1 = 79,36 \text{ daN}$$

$$Q_x = 12,45 \text{ kg/ml}$$

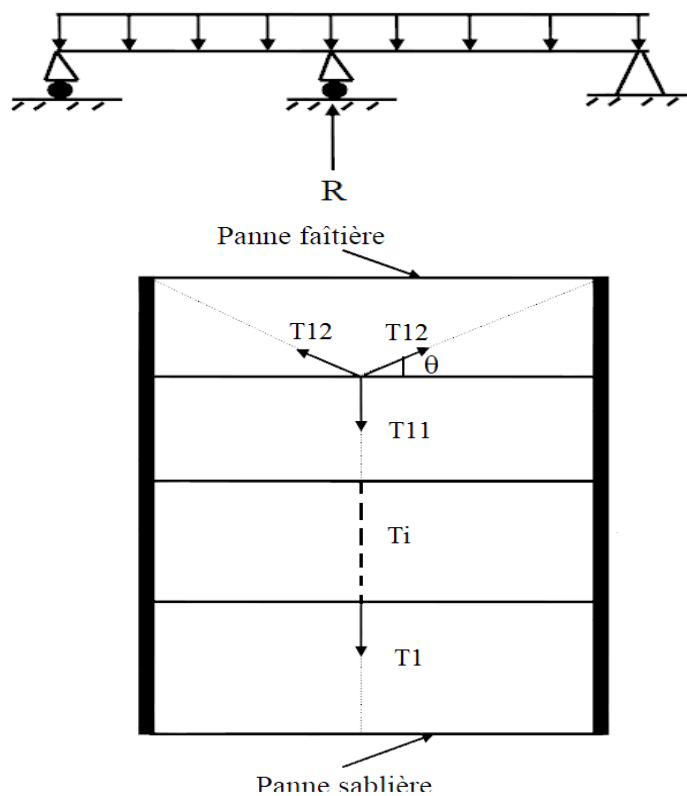


Fig. 21: les liernes



Comme le montre la figure ci-dessus :

L'effort de traction dans le 1^{er} tronçon de lierne provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 39,68 \text{ daN}$$

L'effort de traction dans le 2^{ème} tronçon de lierne provenant de la panne sablière :

$$T2 = T1 + R = 119,04 \text{ daN}$$

Et ainsi de suite on a :

$$Ti = (2i - 1) \cdot T1$$

Alors $T11 = 21 \cdot T1 = 833,21 \text{ daN}$

$$\text{On a } 2 T12 \cos(\theta) = T11$$

$$\text{D'où : } T12 = \frac{T11}{2 \cos(\theta)} = 442,48 \text{ daN}$$

$$\text{Avec } \theta = \tan^{-1} x (1.825/5, 1) = 19,68^\circ$$

L'effort maximal dans les liernes est celui repris par la 11^{ème} lierne : $T11 =$

833,21 daN

Soit D son diamètre :

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot T11}{\sigma_e \cdot \pi}} = 0,66 \text{ cm}$$

On trouve alors $D = 6,6 \text{ mm}$

Pour toutes les liernes on adopte des barres rondes de diamètre : **D = 10 mm**



PARTIE : IV

Calcul des potelets

Introduction

Détermination des sollicitations

Evaluation des charges et surcharges

Dimensionnement du potelet

Sous la condition de flèche

Vérification des contraintes



Calcul des potelets

1. Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

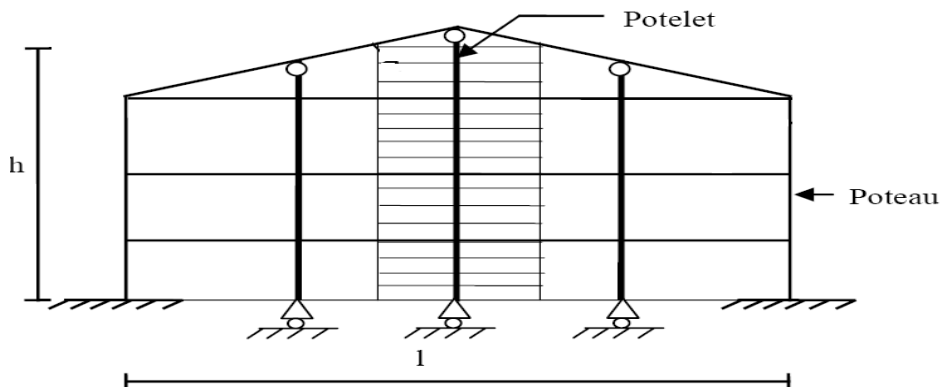


Fig 22 :Pignon

2. Détermination des sollicitations :

Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composée. (Dans notre projet il n'existe ni bardage ni lisses).

2.1 Evaluation des charges et surcharges :

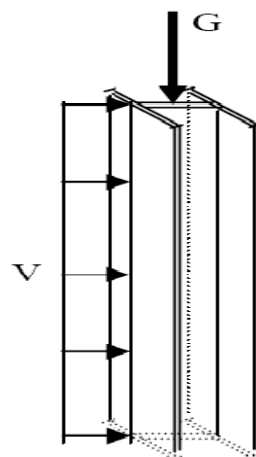


Fig 23: Charges permanentes et surcharges climatiques.

2.1.1 charges permanentes (G) : (charge concentrée)

G = poids propre du potelet : (à déterminer)

2.1.2 surcharges climatiques : (horizontale suivant le plan de l'âme)



Faisons la vérification pour le potelet le plus long

ce-ci	1
β	1,072
Km	1
KH	1,011
Ks	1
δ	0,75
longueur	10,29m

Alors :

Surcharge du vent (V_n) : $V_n = 53,5 \times 1 \times 1,011 \times 1,072 \times 0,75 \times 1 \times 7,3 = 317,45 \text{ kg/ml}$

3. Dimensionnement du potelet :

3.1 Sous la condition de flèche :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

$V_n = 238,8 \text{ kg/ml}$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} < f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$l = 10,29 \text{ m}$: longueur du potelet le plus chargé (potelet du milieu).

$$I_x \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V_n \cdot l^3}{E} = \frac{1000 \times 317,45 \times 10^{-2} \times 1029^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4289,14 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé HEA 220

hauteur	220
section	64,3
inertie x	5410
module d'inertie x	515
inertie y	1955
module d'inertie y	178

Tableau 8: propriétés du profilé HEA 220.

3.2- Vérification des contraintes:

La vérification des contraintes est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{9}{8} (K\sigma + Kd \cdot \sigma f_x) < \sigma_e$$

3.2.1 Contrainte de flexion :



On a

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$$

avec

$$M_x = \frac{Vn \cdot l^2}{8} = \frac{317,45 \times 10,29^2}{8} = 4201,61 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

donc :

$$\sigma_{fx} = \frac{4201,61 \cdot 10^2}{515} = 815,84 \text{ daN/cm}^2$$

3.2.2 Contrainte de compression :

On a

$$\sigma = \frac{G}{A}$$

Poids propre du potelet : $50,5 \times 10,29 = 519,64 \text{ kg}$

Donc $G = 519,64 \text{ kg}$

Ainsi :

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{519,64}{64,3} = 8,08 \text{ daN/cm}^2$$

3.2.3 Les élancements :

-suivant x

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{1029}{9,17} = 112,21$$

-suivant y

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1029}{5,51} = 186,75$$

alors

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 186,75 \text{ donc } K = 5,52 \text{ (tableau)}$$

- Sous la combinaison (G+V_e) :

$$\frac{9}{8} (K\sigma + Kd \cdot (1,75 \cdot \sigma_{fx})) = \frac{9}{8} (5,52 \times 8,08 + 1,44 \times 1,75 \times 815,84) = 2363,08 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

- Sous la combinaison (4/3G+3/2Vn) :

$$\frac{9}{8} \left(K \cdot \frac{4}{3} \sigma + Kd \cdot \frac{3}{2} \sigma_{fx} \right) = \frac{9}{8} (5,52 \times 1,33 \times 8,08 + 1,44 \times 1,5 \times 815,84) = 2049,22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Conclusion : le profilé choisi (**HEA 220**) convient comme potelet.



PARTIE : V

Contreventement de la structure

Fonctions et éléments de conception

Fonctions

Composantes et fonctionnement

Positionnement

Dimensionnement du contreventement

Efforts en tête du potelet

Dimensionnement des diagonales

Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les palées de stabilité

Contreventement

1. Fonctions et éléments de conception :

1.1 Fonctions :

Dans un bâtiment, en général, Les différents éléments (poutres, poteaux) doivent être assemblés pour former une structure spatiale devant assurer la transmission des forces horizontales aux fondations et ainsi prêter au bâtiment sécurité, rigidité et stabilité. Ces derniers sont formés de structures en treillis, de murs de refend ou de cadres rigides. Dans la construction métallique c'est surtout la première méthode qui est la plus utilisée. Il est possible d'utiliser la couverture comme moyen de contreventement. Il faudrait alors tenir compte de l'effet diaphragme dans les calculs.

Les forces horizontales à transmettre aux fondations peuvent être dues au vent, au séisme ou alors aux réactions diverses ayant une composante horizontale. Ce dernier cas est matérialisé dans notre projet par les réactions horizontales longitudinales du pont roulant.

1.2 Composantes et fonctionnement :

Un système de contreventement comporte des poutres au vent, disposées en toiture, et des palées de stabilité, placés sur le long pan et à l'intérieur de la structure. Les poutres au vent reprennent les efforts du vent agissant sur le pignon et les cheminent, à l'aide des montants et des diagonales, vers les files de rive : les pannes sablières et les pannes faitières. Les palées de stabilité se chargent alors de transférer la force jusqu'aux fondations.

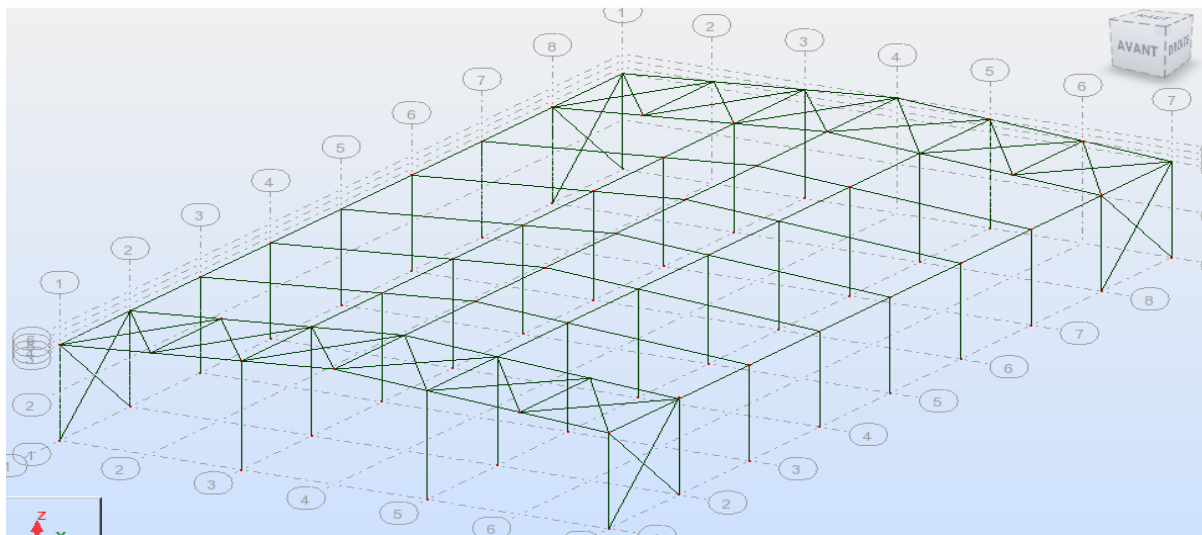


Fig 24:vue en 3D montrant le contreventement de la structure.

La poutre au vent peut comporter des diagonales simples ou des croix. Si la première solution est adoptée, les éléments sont dimensionnés pour supporter les efforts et de compression et de traction. Alors que dans les éléments en croix, seuls les éléments en traction rentrent dans le cheminement des efforts ; ceux comprimés n'étant pas conçus pour répondre au critère de flambement.

1.3 Positionnement :

La poutre au vent, ou la palée de stabilité, peut être située à proximité de la travée centrale. Cette disposition est préférable car elle permet une libre dilatation thermique de part et d'autre de la travée devenue rigide. Toutefois, il faut que les charges provenant des potelets de pignon soient transmises sur la longueur de la toiture jusqu'à la travée contreventée, générant une compression dans les pannes fonctionnant ainsi en butons. Il est souvent plus pratique de prévoir la poutre au vent en toiture, dans les travées d'extrémité. L'avantage de cette solution est qu'elle aide lors de la construction, puisqu'elle fournit une structure stable à une extrémité du bâtiment quand le chantier commence.

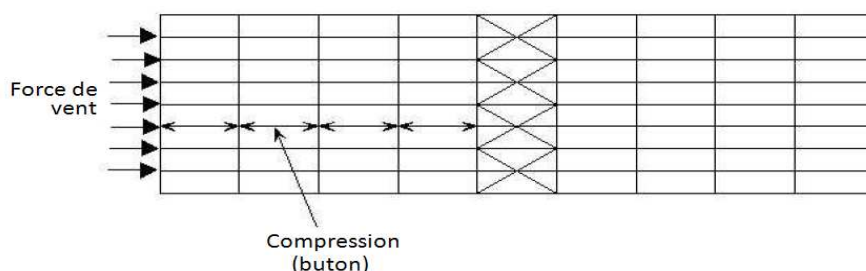


Fig 25 : Poutre au vent loin des extrémités

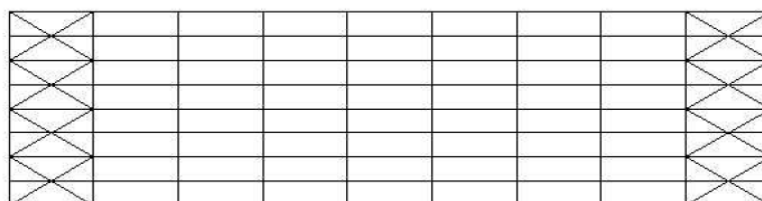


Fig 26: Poutres au vent aux extrémités

2 Dimensionnement du contreventement :

2.1 Efforts en tête des potelets:

Le coefficient de pression sur le pignon est : $(c_e - c_i)_{\max} = 1$

La pression dynamique normale du vent pour les éléments de cette façade est donc :

$$q_n = 48,69 \text{ daN/m}^2$$

Dans ce qui suit, la pression dynamique extrême servira pour base de calcul.

Sur le pignon, deux potelets sont placés entre chaque poteau de rive et le poteau central. La force, notée N_i , agissant en tête de chaque potelet est la somme de deux composantes :

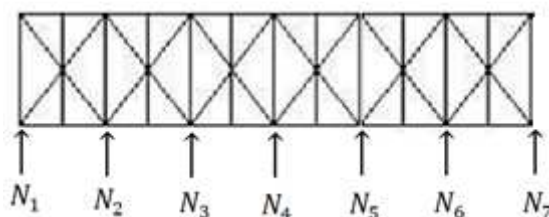
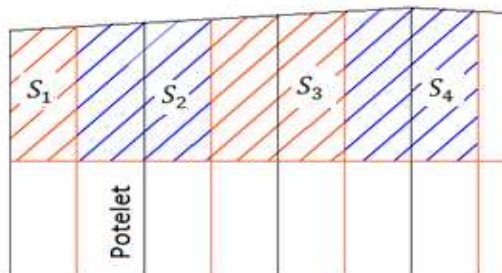


Fig 27: Les efforts aux nœuds.

- La force amenée par le potelet est égale à la charge de vent agissant sur le maître couple concerné par le nœud : $F_i = q * S_i$

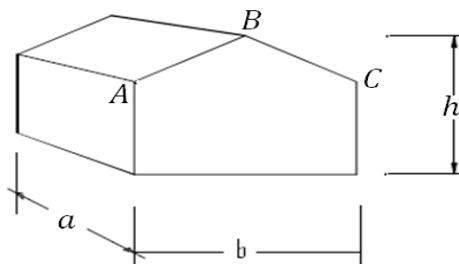
Le cheminement des forces se fait en admettant que la pression du vent agissant sur la façade se répartit à moitié dans les fondations, et à moitié dans les traverses des cadres.


Fig 28: Surfaces concernées par les potelets

- La force représentant l'effort d'entraînement du vent sur la couverture. On considère que cette force est reprise par le contreventement de toiture. Les règles NV65 stipulent que lorsque la dimension parallèle au faîtage dépasse quatre fois la hauteur, la force unitaire d'entraînement, applicable à la surface développée de la toiture au-delà d'une distance égale à $4h$ à partir de la surface frappée, est prise égale à (Pour les toitures qui comportent des ondes normales à la direction du vent) :

$$E = 0,020 q (\text{longueur } ABC)(a - 4h)$$

a : La dimension parallèle au faîtage et h la hauteur du bâtiment.



Les résultats trouvés pour les diverses grandeurs sont résumés dans le tableau suivant :

Nœud	1	2	3	4	5	6	7
$S_i (m^2)$	15,41	32,57	35,4	36,48	35,4	32,57	15,41
$F_i (daN)$	1172,59	2477,71	2692,79	2775,33	2692,79	2477,71	1172,59
$E_i (daN)$	132,29	270,45	276,32	276,32	276,32	270,45	132,29
$N_i (daN)$	1304,88	2748,16	2969,11	3051,65	2969,11	2748,16	1304,88

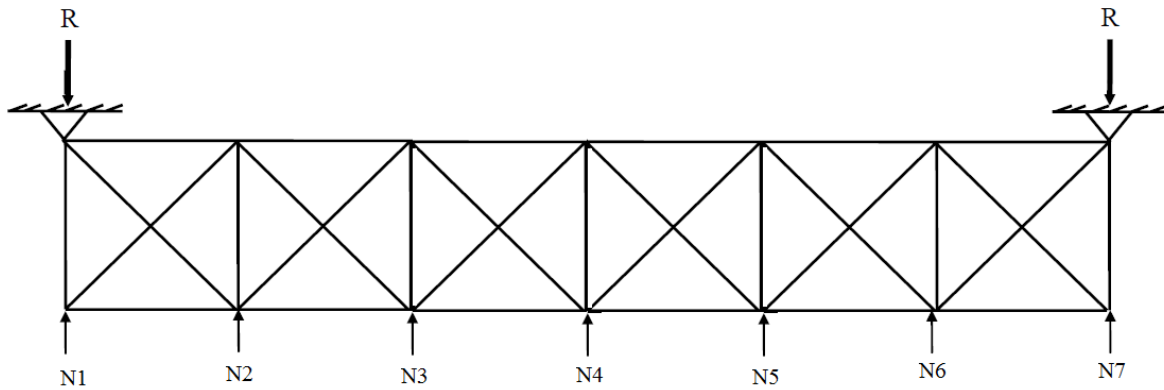


Fig 29: Cheminement des forces (contreventement de toiture)

$$R = (N1+N2+N3+N4+N5+N6+N7)/2 = 8547,97 \text{ daN}$$

2.2-Dimensionnement des diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort T dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est tel que :

$$T = (R-N1)/\cos\alpha = 8962,93 \text{ daN}$$

avec

$$\tan\alpha = 6,99/9,59$$

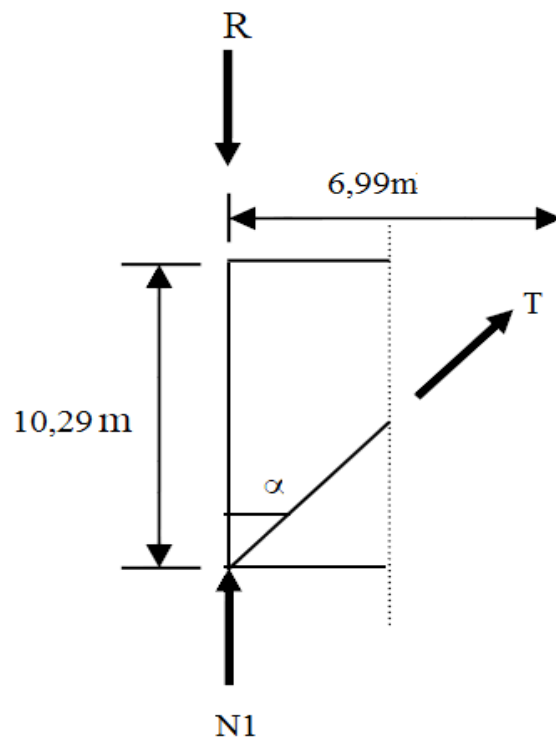


Fig 30:efforts agissants sur les diagonales

Les boulons doivent être vérifiés au cisaillement.

Si on prend trois boulons de diamètre 16 mm alors, $n = 3$ et $S_b = 157 \text{ mm}^2$

Le règlement CM66 impose de vérifier que :

$$1,54 \times \tau < \sigma_b$$



Avec

$$\tau = \frac{T}{nSb} \qquad \tau = \frac{8962,93}{3 \times 157} = 19,02 \text{ daN/mm}^2$$

D'où : $1,54 \cdot \tau = 29,3 \text{ daN/mm}^2 < 55 \text{ daN/mm}^2$

On adopte une cornière isolée **70x70x7** :

$$An = 940 - 7 \times 17 = 821 \text{ mm}^2$$

D'où : $\sigma = \frac{T}{An} = 10,91 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$

2.3 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. La formule de vérification est la suivante :

$$\frac{9}{8} (K\sigma + Kd \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) < \sigma_e$$

2.3.1 Vérification des pannes intermédiaires :

Les montants sont soumis à l'effort de compression N_i , pour éviter toute confusion nous avons dimensionné suivant le plus grand effort normal. $N_{max} = 3051,65 \text{ daN}$

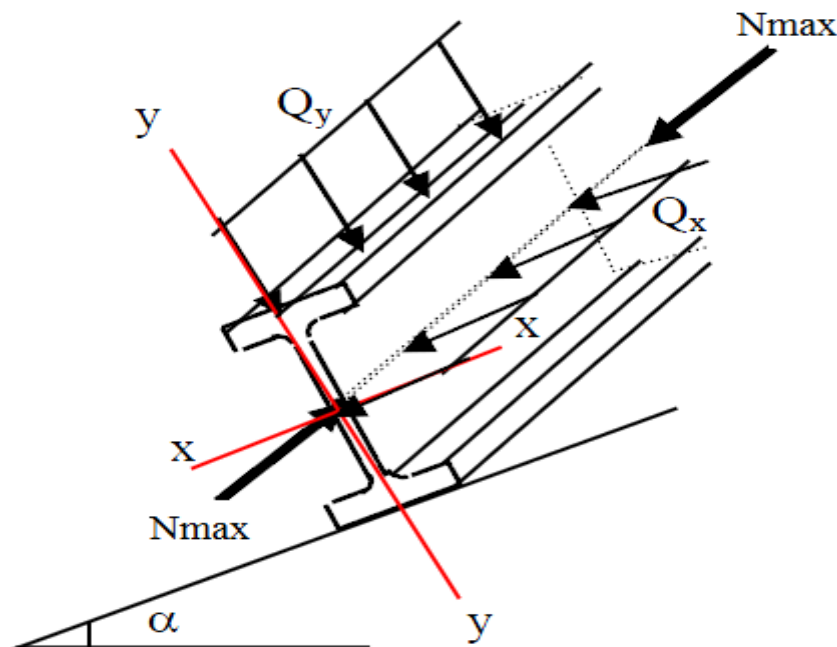


Fig 31: charges agissants sur la panne intermédiaire

Soit HEA 140:

On a

$$Qx = 12,87 \text{ kg/ml}$$

$$My = 41,88 \text{ kg.m}$$



et $Q_y = 170,48 \text{ kg/ml}$ $M_x = 2218 \text{ kg.m}$

Donc :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{2218 \times 100}{155} = 1430,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{41,88 \times 100}{56} = 74,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A} = \frac{3051,65}{31,4} = 97,18 \text{ kg/cm}^2$$

- Les élancements :

-suivant x

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{1020}{5,73} = 178,01$$

-suivant y

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{510}{3,52} = 144,88$$

$\lambda_{\max} = \lambda_x = 178,01$ donc $K = 5,04$

Remarque :

Le coefficient de déversement K_d est pris égale à l'unité dans ce cas du moment que la semelle supérieure de la panne est solidaire avec la couverture tout au long de sa portée.

D'où $\frac{9}{8}(K\sigma + K_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = 2244,96 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$

2.3.2 Vérification de la panne sablière :

Les pannes sablières qui sont des pannes de rives travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

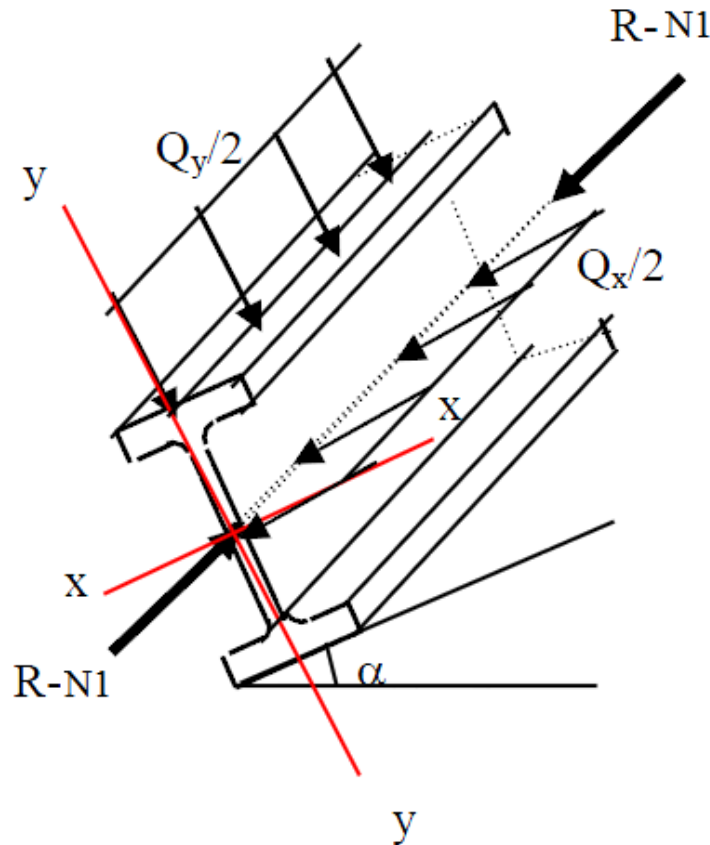


Fig 32: charges agissants sur la panne sablière

-Efforts revenants à la panne sablière :

- Compression :

On a

$$F1 = R - N1 = 7243,09kg$$

Donc

$$\sigma = \frac{F1}{A} = \frac{7243,09}{31,4} = 230,67 \text{ kg/cm}^2$$

- Flexion déviée :

On a :

$$Qx = 12,87/2 = 6,43kg/ml$$

$$My = 41,88/2 = 20,94kg.m$$

$$Qy = 170,48/2 = 85,24kg/ml$$

$$Mx = 2218/2 = 1109kg.m$$

Donc:

$$\sigma_{fx} = \frac{Mx}{Wx} = \frac{1109 \times 100}{155} = 996,57kg/cm^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{My}{Wy} = \frac{20,94 \times 100}{56} = 37,39kg/cm^2$$

- Les élancements :

$$\lambda_x = \frac{lx}{ix} = \frac{1020}{5,73} = 178,01$$

$$\lambda_y = \frac{ly}{iy} = \frac{510}{3,52} = 144,88$$



alors

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 178,01$$

donc $K = 5,04$ (tableau)

Remarque :

Le coefficient de déversement K_d est pris égale à l'unité dans ce cas du moment que la semelle supérieure de la panne est solidaire avec la couverture tout au long de sa portée.

$$\text{D'où } \frac{9}{8}(K\sigma + K_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = 1906,22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Conclusion :

1. Le profilé **HEA140** convient pour la panne sablière.
2. Le profilé **HEA140** convient pour les pannes intermédiaires servant de montants pour les barres de contreventement.

3 Les palées de stabilité :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

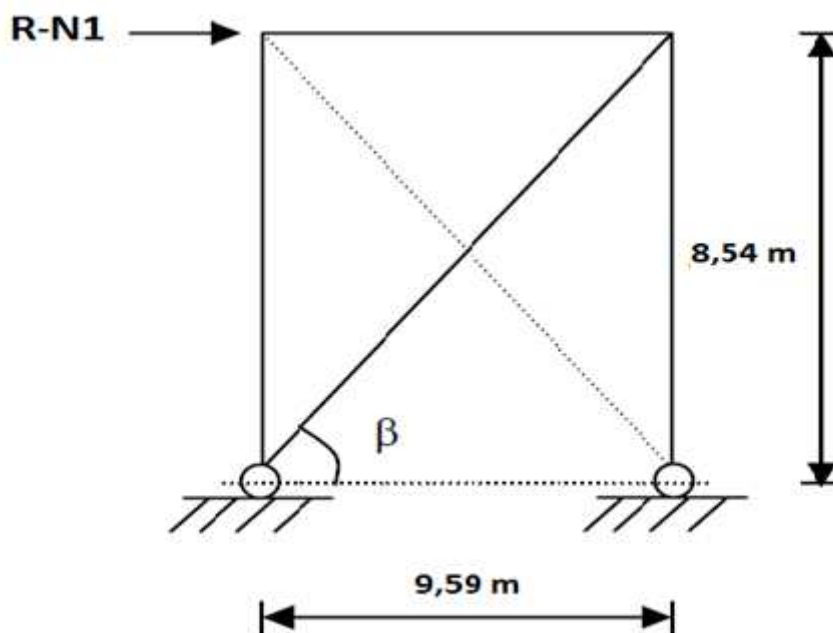


Fig 33: Palée de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures :

- Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos\beta = R - N1$$

$$\text{Tan}\beta = \frac{8,54}{9,59} = 0,89$$

$$\beta = \arctan(0,89) = 41,68^\circ$$



$$N = \frac{R-N1}{\cos\beta} = 9697,92 \text{ kg}$$

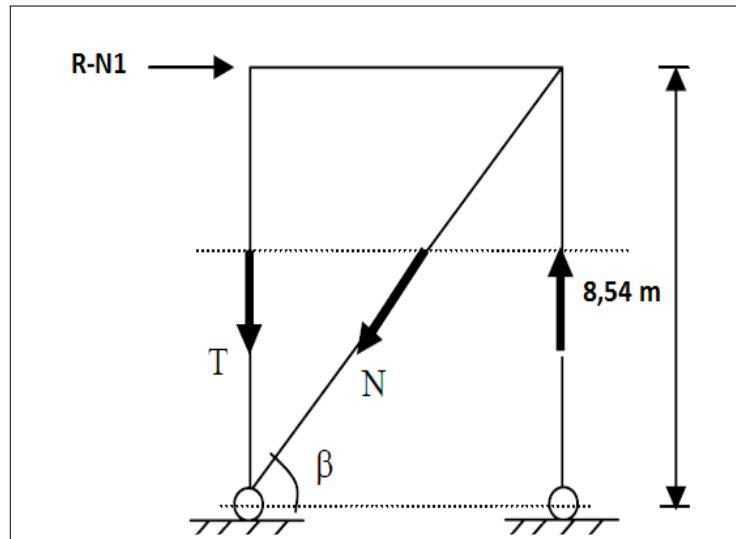


Fig 34: Efforts agissant sur la diagonale

- **Section de la diagonale:**

$$A > \frac{N}{\sigma_e} = \frac{9697,92}{2400} = 4,04 \text{ cm}^2$$

Soit **L70x70x7** ($A = 9,4 \text{ cm}^2$)

Soit une cornière isolée de 70x70x7 avec 3 boulons de 16 mm :

Section nette : $An = 9,4 - 0,7 \times 1,7 = 8,21 \text{ cm}^2$

D'où :

$$\sigma = \frac{N}{An} = 11,81 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Le règlement CM66 impose de vérifier que :

$$1,54 \times \tau < \sigma_b$$

Avec

$$\tau = \frac{N}{nSb}$$

A.N

$$\tau = \frac{9697,92}{3 \times 157} = 20,59 \text{ daN/mm}^2$$

D'où :

$$1,54 \cdot \tau = 31,7 \text{ daN/mm}^2 < 55 \text{ daN/mm}^2$$



PARTIE : VI

Dimensionnement des portiques

Généralités

Matériaux :

Géométrie

Vérification et calcul de la structure du portique:

Charges sur le portique :

Calcul de la structure de portique:

Calcul sismique :

L'analyse modale :

Déplacements :

Note de calcul :



1 .Généralités

Les portiques en acier sont une forme de construction économique et couramment employée pour les bâtiments à un seul niveau. Les portiques peuvent être fabriqués soit à partir de profilés laminés à chaud, soit à partir de profilés reconstitués soudés (PRS) pour former des sections en I.

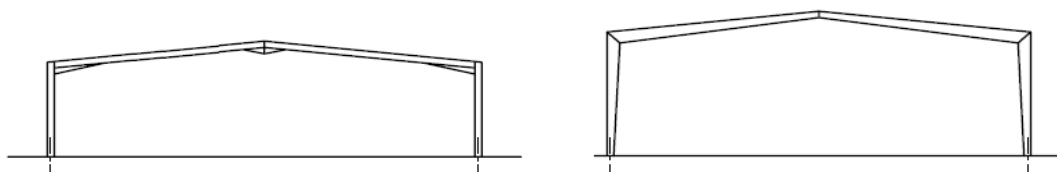


Fig. 35: Portique en profilés laminés à chaud et en PRS

Pour cette variante on emploie un portique en profilés laminés à chaud.

1-1 Matériaux :

- Béton 25MPa
- Acier béton fe500MPa
- Acier CM :
 - Profilés marchands normaux 240 MPa
 - Boulons HR 550 MPa HR8.8

5.1.1 Géométrie



Fig.36 : Géométrie du portique de notre hangar

Notre structure est un hangar composé de 4 poteaux dans le plan des portiques, la hauteur maximale des poteaux est de 10,29 m.

Dans le sens transversal, la stabilité est assurée par les portiques (rigides en tête). Pour des besoins d'utilisations du bâtiment, les portiques sont espacés de 9,59 m.

Dans le sens longitudinal, la stabilité est assurée par le contreventement principal (poutre au vent) et par les croix de stabilité (croix de Saint-André). Et comme tout projet de construction métallique, les pannes sont aussi prévues pour supporter la couverture.



Nous supposons que les poteaux sont articulés en leurs pieds et renforcés en leurs points d'assemblage avec les traverses par des jarrets.

2. Vérification et calcul de la structure du portique:

2.1 Charges sur le portique :

Le portique est sous l'effet de charges permanentes, du vent et des charges d'exploitation

2.1.1. Charges permanentes :

En plus du poids des éléments du portique, on a les efforts suivants :

- Poids des pannes : (IPE 180) $G_{pannes} = 98,8 \text{ daN/m}$
- Couverture : $G_{couverture} = 230,16 \text{ daN/m}$
- Ainsi $G = 328,96 \text{ daN/m}$

2.1.2. Charges variables

- Poussière : $Q_{poussière} = 287,7 \text{ daN/m}$

2.1.3. Effet du vent : cf. calcul du vent

La charge ramenée au mètre linéaire du portique est obtenue en multipliant par l'entraxe et par le coefficient ($c_e - c_i$) la pression dynamique.

2.1.4. Combinaisons de charges :

- a) Combinaisons relatives aux calculs de résistance et de stabilité :
 - $1,33 G + 1,5 Q$
 - $G + 1,75 W$
 - $1,33 G + 1,42(Q + W)$
- b) Combinaisons relatives aux vérifications de déformation :
 - $G + Q$
 - $G + W$

2.2 Calcul de la structure de portique:

La vérification des portiques tiendra compte de l'articulation des poteaux en leurs pieds qui influencera la longueur de flambement prise par le logiciel, de la présence des jarrets aux endroits d'assemblage poteaux-traverses ayant pour objectifs le renforcement de ces nœuds où les sollicitations sont importantes ainsi que de la mise en place des bracons ayant pour effet la réduction de la longueur de déversement des traverses.

La vérification est faite en considérant trois familles de pièces :

- f Famille 1 : comportant les poteaux de rives.
- f Famille 2 : constituée par les poteaux intermédiaires.
- f Famille 3 : constituée par les différents tronçons de la traverse.

Le calcul aboutit à un IPE 450 pour la famille 1 et un HEA 280 pour la deuxième famille. Les sections du portique, vérifiées avec le logiciel de structure ROBOT, sont données dans la figure suivante :

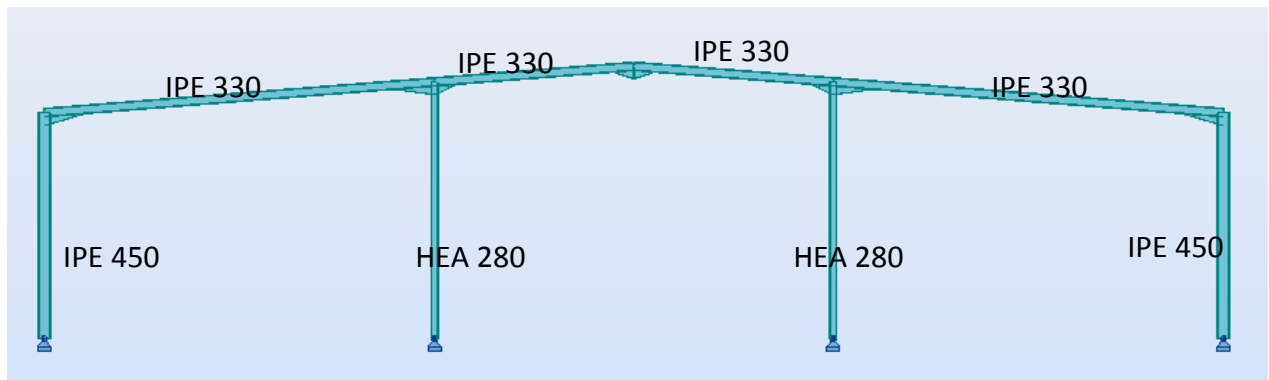


Fig.37 : Description des résultats trouvés par ROBOT-bat

Moment

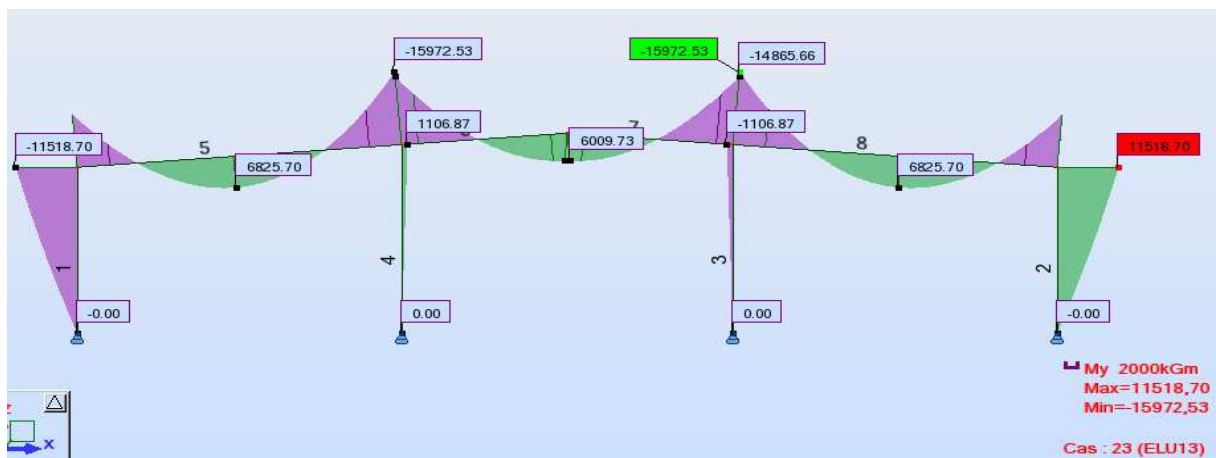


Fig.38 : Diagrammes des moments

l'effort tranchant :

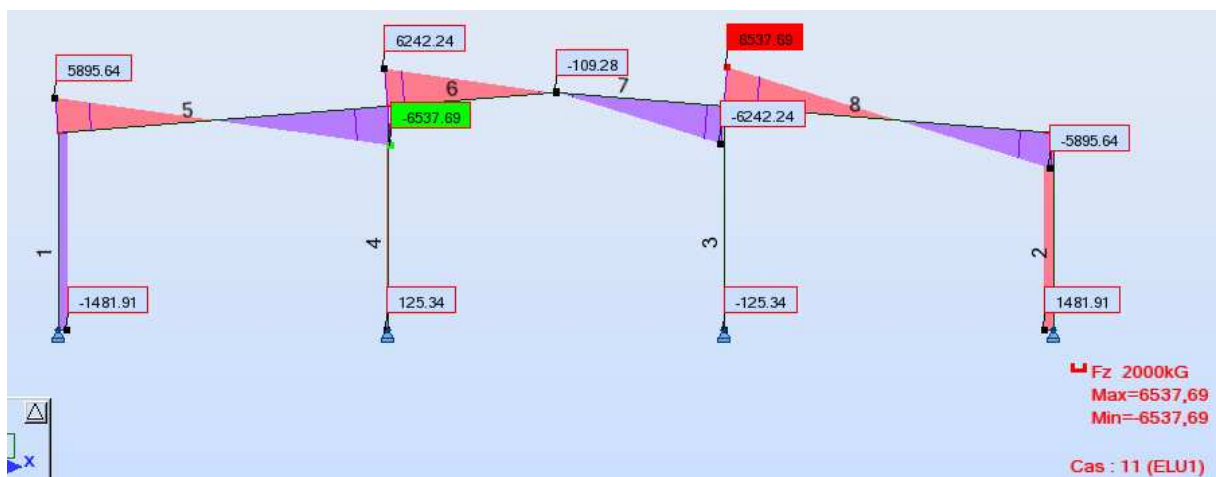


Fig.39 : Diagrammes des efforts tranchants



3. Calcul sismique :

En ce qui concerne l'effet du séisme on donne ci-dessous les résultats trouvés à l'aide de ROBOT sur l'analyse modale ainsi que le déplacement engendré par le séisme.

3.1 L'analyse modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
29/ 1	0,73	1,38	96,77	0,00
29/ 2	0,73	1,37	96,77	0,00
29/ 3	0,73	1,36	99,44	0,00
29/ 4	0,74	1,34	99,44	0,00
29/ 5	0,76	1,32	99,48	0,00
29/ 6	0,77	1,30	99,48	0,00
29/ 7	0,78	1,28	99,48	0,00
29/ 8	1,61	0,62	99,48	75,95
29/ 9	1,65	0,61	99,48	76,05
29/ 10	1,70	0,59	99,48	76,37
29/ 11	1,70	0,59	99,48	76,55
29/ 12	1,74	0,57	99,48	76,56
29/ 13	1,75	0,57	99,48	77,01
29/ 14	1,78	0,56	99,48	77,33
29/ 15	1,80	0,55	99,48	77,74
29/ 16	1,81	0,55	99,48	77,75
29/ 17	1,84	0,54	99,48	77,76
29/ 18	2,08	0,48	99,48	82,40
29/ 19	2,74	0,37	99,48	82,40
29/ 20	2,77	0,36	99,48	82,40
29/ 21	2,77	0,36	99,48	82,40
29/ 22	2,81	0,36	99,48	82,40
29/ 23	2,83	0,35	99,48	82,40
29/ 24	2,89	0,35	99,48	82,40
29/ 25	2,91	0,34	99,48	82,40
29/ 26	2,93	0,34	99,48	82,40
29/ 27	2,93	0,34	99,48	82,40
29/ 28	2,94	0,34	99,48	82,40
29/ 29	2,95	0,34	99,48	82,40
29/ 30	2,98	0,34	99,48	82,97
29/ 31	3,24	0,31	99,48	83,02
29/ 32	3,25	0,31	99,48	83,02
29/ 33	3,26	0,31	99,48	83,05
29/ 34	3,29	0,30	99,48	83,07
29/ 35	3,33	0,30	99,48	84,11
29/ 36	3,38	0,30	99,48	94,33

Tableau 9: Résultats dynamiques du calcul des portiques sur Robot-bat

3.2 Déplacements :

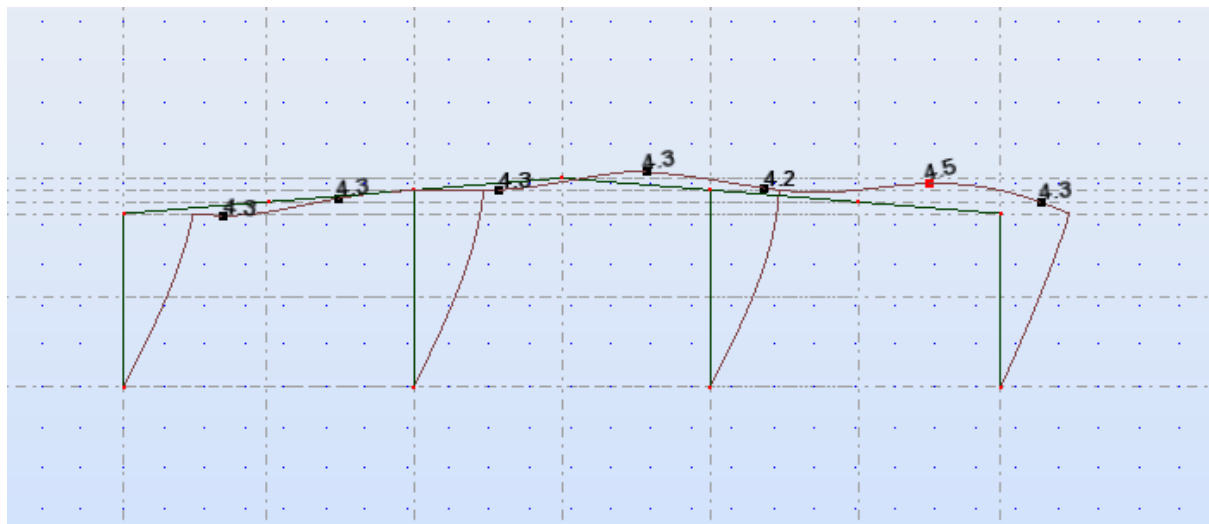


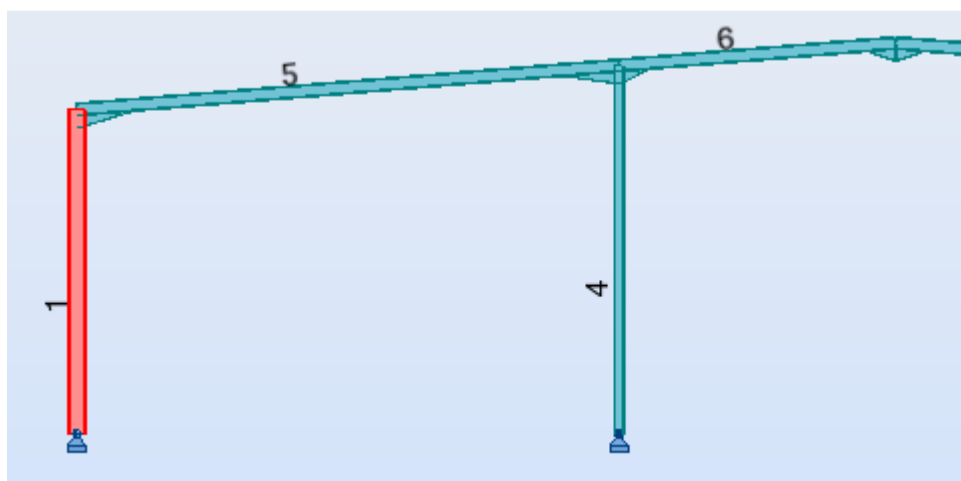
Fig.40 : déformée du portique sous la charge sismique

On trouve que le déplacement maximal est de l'ordre de 4,5cm inférieur au déplacement limite qui est $L/150$.

4. Note de calcul :

- Ci-dessous les notes de calcul relatives aux différentes familles de pièces.

4.1 Poteaux de rive



NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1 Poteau de rive1

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 1.00 L = 8.54 m$

CHARGEMENTS :



Cas de charge décisif: 21 ELU11 (4+10)*1.42+9*1.33

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23963331.00 \text{ kG/m}^2$

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 450**

ht=45.0 cm
 bf=19.0 cm Ay=55.48 cm² Az=42.30 cm² Ax=98.82 cm²
 ea=0.9 cm Iy=33742.90 cm⁴ Iz=1675.86 cm⁴ Ix=63.80 cm⁴
 es=1.5 cm Wely=1499.68 cm³ Welz=176.41 cm³

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 6486.55/98.82 = 656395.50 \text{ kG/m}^2$
 $\text{SigFy} = 18532.77/1499.68 = 12357779.05 \text{ kG/m}^2$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z=0.00 B=1.00 D=1.77 Sig D=4322616.78 kG/m²
 lD_inf=8.54 m C=1.88 kD=1.41

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

Ly=8.54 m Muy=15.23
 Lfy=26.87 m k1y=1.02
 Lambda y=145.39 kFy=1.11



en z :

Lz=8.54 m Muz=7.49
 Lfz=8.54 m k1z=1.05
 Lambda z=207.38

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 \cdot \text{SigN} + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \text{SigFy} = 1.05 \cdot 656395.50 + 1.41 \cdot 1.11 \cdot 12357779.05 = 20064463.74 < 23963331.00$
 kG/m² (3.731)

$1.54 \cdot \text{Tauz} = |1.54 \cdot -449854.77| = |-692776.34| < 23963331.00 \text{ kG/m}^2$ (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$v_x = 5.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 5.7 \text{ cm}$

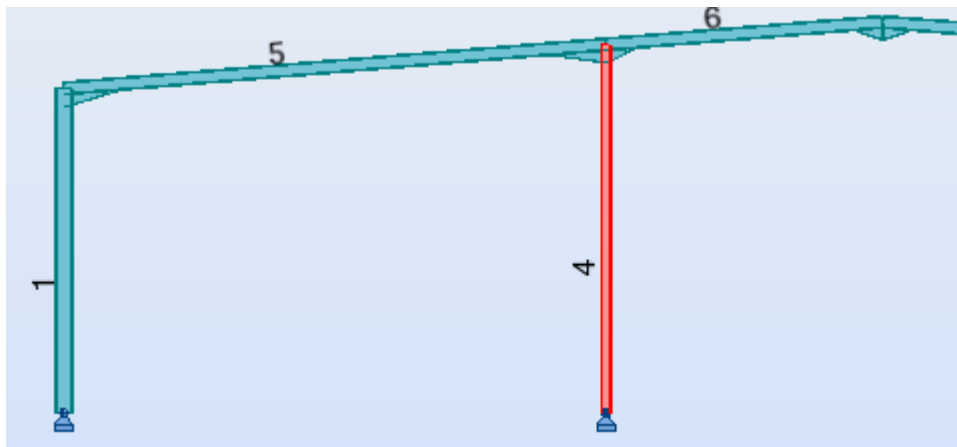
Vérifié

Cas de charge décisif: 26 ELS3 (4+9)*1.00

Profil correct !!!



4.2 Poteaux central



NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3 Poteau_central_2_3 POINT : 3

COORDONNEE : $x = 1.00 L = 9.70 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 21 ELU11 (4+10)*1.42+9*1.33

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23963331.00 \text{ kg/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 280

ht=27.0 cm

bf=28.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.3 cm

$A_y = 72.80 \text{ cm}^2$

$I_y = 13673.30 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 1012.84 \text{ cm}^3$

$A_z = 21.60 \text{ cm}^2$

$I_z = 4762.64 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 340.19 \text{ cm}^3$

$A_x = 97.26 \text{ cm}^2$

$I_x = 56.50 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 11702.43/97.26 = 1203156.05 \text{ kg/m}^2$

$\text{SigFy} = 7159.75/1012.84 = 7069006.15 \text{ kg/m}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

LD_inf=9.70 m

B=1.00

C=1.88

D=1.84

kD=1.00

Sig D=9217044.40 kg/m²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 9.70 \text{ m}$

$L_{fy} = 21.05 \text{ m}$

$\text{Lambda } y = 177.57$

$\text{Muy} = 5.57$

$k_{1y} = 1.07$

$k_{Fy} = 1.36$



en z :

$L_z = 9.70 \text{ m}$

$L_{fz} = 9.70 \text{ m}$

$\text{Lambda } z = 138.62$

$\text{Muz} = 9.14$

$k_{1z} = 1.04$

**FORMULES DE VERIFICATION :**

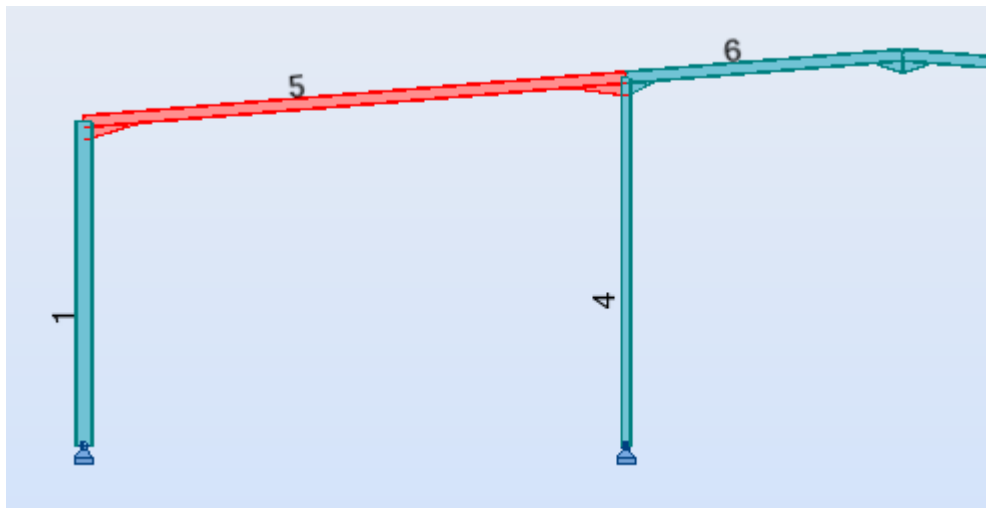
$$k1 \cdot \text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} = 1.07 \cdot 1203156.05 + 1.00 \cdot 1.36 \cdot 7069006.15 = 10922212.86 < 23963331.00 \text{ kG/m}^2 \text{ (3.731)}$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}z = |1.54 \cdot -341721.61| = |-526251.28| < 23963331.00 \text{ kG/m}^2 \text{ (1.313)}$$

DEPLACEMENTS LIMITES*Flèches Non analysé**Déplacements*

$$v_x = 5.6 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 25 ELS2 (3+9)*1.00**Profil correct !!!****4.3 Traverse 1****NORME :** CM66**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 5 Arbalétrier_1_5**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.10 L = 1.43 m**CHARGEMENTS :***Cas de charge décisif:* 21 ELU11 (4+10)*1.42+9*1.33**MATERIAU :**ACIER $f_y = 23963331.00 \text{ kG/m}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.1 cm

Ay=36.80 cm²Iy=11766.90 cm⁴Wely=713.15 cm³Az=24.75 cm²Iz=788.14 cm⁴Welz=98.52 cm³Ax=62.61 cm²Ix=25.70 cm⁴



CONTRAINTES : $\text{SigN} = 2323.34/62.61 = 371103.52 \text{ kG/m}^2$
 $\text{SigFy} = 10317.58/713.15 = 14467710.05 \text{ kG/m}^2$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z=0.00$ $B=1.00$ $D=1.23$ $\text{Sig D}=5102338.20 \text{ kG/m}^2$
 $\text{ID}_{\text{inf}}=3.73 \text{ m}$ $C=1.00$ $\text{kD}=1.28$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

$\text{SigN} + \text{kD} \cdot \text{kFy} \cdot \text{SigFy} = 371103.52 + 1.28 \cdot 1.00 \cdot 14467710.05 = 18903591.12 < 23963331.00 \text{ kG/m}^2$
 (3.731)

$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 2080319.99 = 3203692.79 < 23963331.00 \text{ kG/m}^2$ (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$uz = 2.7 \text{ cm} < uz_{\text{max}} = L/200.00 = 7.2 \text{ cm}$

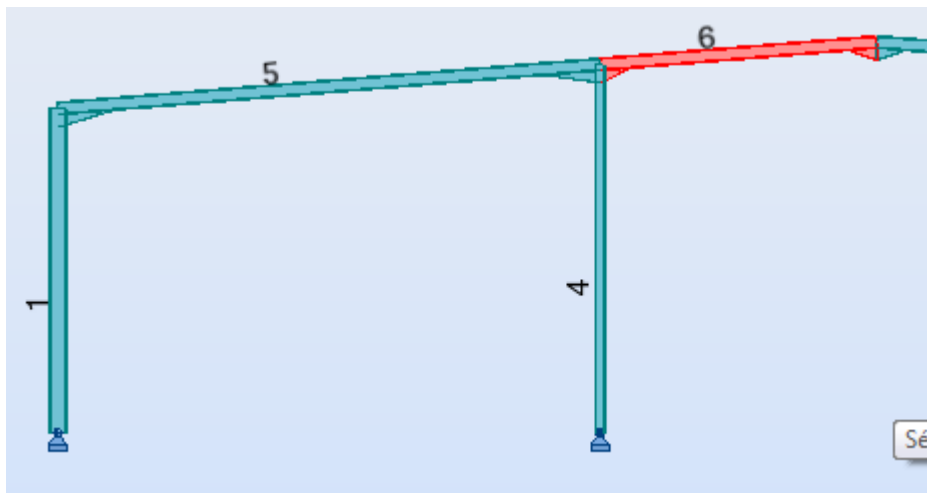
Vérifié

Cas de charge décisif: 24 ELS1 (9+10)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

4.4 TRAVERSE 2

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 6 Arbalétrier_2

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 0.10 L = 0.73 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 21 ELU11 (4+10)*1.42+9*1.33

**MATERIAU :**ACIER $f_y = 23963331.00 \text{ kG/m}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.1 cm

 $A_y = 36.80 \text{ cm}^2$ $I_y = 11766.90 \text{ cm}^4$ $W_{ely} = 713.15 \text{ cm}^3$ $A_z = 23.02 \text{ cm}^2$ $I_z = 788.14 \text{ cm}^4$ $W_{elz} = 98.52 \text{ cm}^3$ $A_x = 62.61 \text{ cm}^2$ $I_x = 25.70 \text{ cm}^4$ **CONTRAINTES :** $\text{SigN} = 2814.68 / 62.61 = 449584.51 \text{ kG/m}^2$ $\text{SigFy} = 12189.68 / 713.15 = 17092836.37 \text{ kG/m}^2$ **PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z=0.00

lD_inf=3.66 m

B=1.00

C=1.00

D=1.23

kD=1.27

 $\text{Sig D} = 5119400.01 \text{ kG/m}^2$ **PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION : $\text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} = 449584.51 + 1.27 \cdot 1.00 \cdot 17092836.37 = 22097647.60 < 23963331.00 \text{ kG/m}^2$
(3.731) $1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 2327995.50 = 3585113.08 < 23963331.00 \text{ kG/m}^2$ (1.313)**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches** $u_z = 0.3 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L / 200.00 = 3.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 24 ELS1 (9+10)*1.00**Déplacements** Non analysé**Profil correct !!!**



PARTIE : VII

Calcul des assemblages

Généralités

Introduction

Type de boulons :

Assemblage poteau-traverse

Effort appliques a l'assemblage

Platine et boulons

Résistance au cisaillement :

Vérification de l'assemblage sous M et N

Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage

Pression diamétrale :

Assemblage traverse-traverse

Effort appliques a l'assemblage

Platine et boulons

Résistance au cisaillement :

Vérification de l'assemblage sous M et N

Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage

Pression diamétrale

Assemblage du poteau central avec les deux traverses

Effort appliques a l'assemblage

Platine et boulons

Vérification avec ROBOT



1. Généralités

1.1 Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir deux ou plusieurs éléments entre eux, par conséquent, il doit assurer une résistance mécanique suffisante dans la construction définitive, et principalement assurer la transmission la plus directe possible des efforts de sollicitation et qui sont les efforts de traction compression, les efforts de cisaillement et les moments de flexion.

L'assemblage au niveau du jarret doit être un assemblage résistant au moment et doit conférer à la fois une rigidité adéquate et de la résistance à la flexion. La transmission des charges se fait essentiellement à travers des boulons en traction. On utilise généralement des boulons à serrage contrôlé. De plus, il faut que le poteau résiste au cisaillement induit par les efforts de traction dans les boulons au sommet du renfort.

Les raidisseurs dans un renfort de jarret ne sont qu'optionnels ; on préfère les éviter pour des raisons économiques.

1.2 Type de boulons :

Vu que la structure comporte des appareils de levage introduisant des effets dynamique, on utilise des boulons précontraints. On les appelle aussi des boulons à serrage contrôlé ou des boulons haute résistance (HR). Ces boulons ont une haute limite élastique et ne sont pas conçu pour travailler en cisaillement ; ils transmettent l'effort par frottement. On introduit un coefficient de frottement μ_f pour tenir compte de ce fonctionnement. En l'absence de prescription spéciale les règles CM66 proposent, si aucune préparation des surfaces de contact autre qu'un brossage n'est effectuée, de prendre :

$$\mu_f = 0,30$$

La vérification des boulons HR est conduite selon les règles de la norme NF P 22-460. Cette norme classe les assemblages en quatre types selon qu'ils sont soumis à :

- un effort de cisaillement perpendiculaire à l'axe des boulons ;
- un effort de traction dans l'axe des boulons ;
- une combinaison des deux précédents types ;
- un moment de flexion en plus de l'effort de traction et de l'effort de cisaillement

Pour être dans les conditions de stabilité pour tous les assemblages, on a pris le maximum des efforts au niveau des contacts poteaux- traverses et traverses-traverses.

2 Assemblage poteau-traverse

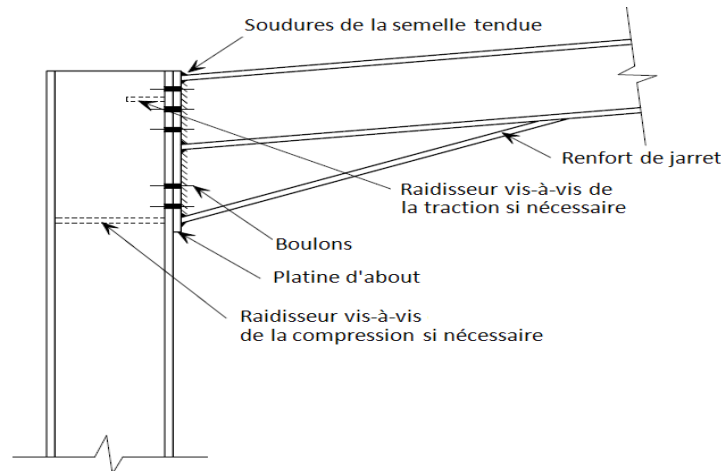


Fig. 41: Assemblage poteau-traverse

2.1 Effort appliqués à l'assemblage :

Au niveau de l'assemblage traverse- poteau, on a les efforts maximums suivants :

- Un moment fléchissant $M = 18532,77 \text{ daN}$
- Un effort normal $N = 1902,89 \text{ daN}$
- Un effort tranchant $Q = 6486,55 \text{ daN}$

2.2 Platine et boulons :

- Platine : -d'épaisseur $e_p = 20 \text{ mm}$
- de section $400 \times 1400 \text{ mm}^2$
- boulons : - 10 boulons HR2 d'appellation HR 8.8 de diamètre $\Phi 16$
 - La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 64 \text{ daN/mm}^2$
 - La contrainte de rupture $\sigma_r = 80 \text{ daN/mm}^2$
 - L'effort P_v de précontrainte dans les boulons se calcul en prenant en compte les pertes de tension évaluées forfaitairement à 20% :

$$P_v = 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb} \qquad P_v = 8038,4 \text{ daN}$$

2.3 Résistance au cisaillement :

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculé comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f = 2652,672 \text{ daN}$$

On a

$$Q/n = 668,55 \text{ daN} < 2652,672 \text{ daN} \qquad \text{ratio} = 0,24 !!$$

2.4 Vérification de l'assemblage sous M et N :

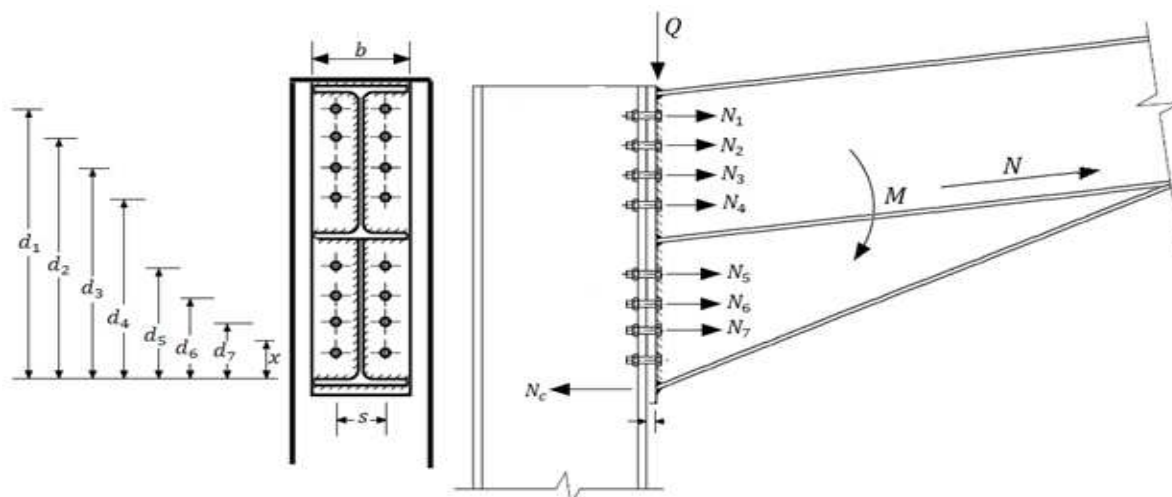


Fig.42 : Encastrement poteau-traverse dimensions et paramètres de calcul

On calcule tout d'abord la position de l'axe neutre qui délimite la partie tendue. D'après la

NF P 22-460, on a :
$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} \quad x = 53,1 \text{ mm}$$

Moment extérieur appliqué à l'assemblage :

$$M_e = M + N h' \frac{b e_s}{A} \quad M_e = 18755,1 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant de l'assemblage s'obtient par la somme des produits des efforts N_i dans les boulons par la distance de chaque boulon à la face intérieur de la semelle comprimée:

$$M_{rés} = \sum N_i d_i$$

D'après la même norme le moment résistant doit être tel que : $M_{rés} \geq M_e$

En exploitant la linéarité du diagramme des contraintes normales dans la section, on obtient une formule de l'effort de traction dans chaque boulon (le 1/2 veut dire qu'on raisonne avec deux colonnes de boulons):

$$N_i = \frac{1}{2} \frac{M_e d_i}{\sum d_i^2}$$

noeuds	di (mm)	di ² (mm ²)	Ni(daN)
1	610	372100	6678,71054
2	510	260100	5583,83996
3	410	168100	4488,96938
4	210	44100	2299,22822
5	110	12100	1204,35764
	somme	856500	20255,1057

Tableau 10: le calcul des Ni pour l'assemblage P-T

La vérification consiste à ne pas dépasser la valeur de l'effort de précontrainte dans chaque boulon ; ce qui revient à l'effectuer pour le boulon le plus éloigné de la semelle comprimée.

On a en effet : $N_1 = 6678,7 \text{ daN} \leq P_v$

ratio = 0,83 !!



2.5 Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage :

L'aire de la section comprimée est donnée par le tableau 3 de la norme

$$A_c = e_s (b + \sqrt{b e_a})$$

$$A_c = 2238,4 \text{ mm}^2$$

Puisqu'on ne néglige pas l'effort normal dans l'assemblage, l'effort de compression admissible est donné par :

$$N_{c \text{ adm}} = A_c \cdot \sigma_e - \frac{N \cdot A_c}{A}$$

$$N_{c \text{ adm}} = 53303,8 \text{ daN}$$

On doit donc vérifier :

$$\sum N_i \leq N_{c \text{ adm}}$$

On a en effet :

$$\sum N_i = 38392,8 \text{ daN} \leq N_{c \text{ adm}} \quad \text{ratio} = 0,76!!$$

2.6 Pression diamétrale :

Le fonctionnement en « obstacle » des boulons HR n'est pas le mode de travail pour lequel ils sont conçus ; on en tient compte par contre pour prévenir l'épuisement de la résistance au frottement. On doit alors vérifier que la pression diamétrale n'excède pas quatre fois la limite d'élasticité de l'acier de la pièce assemblée :

$$\frac{Q_1}{d e} \leq 4 \sigma_e$$

On a en effet :

$$Q_1/d e = 2,03 \text{ daN.m} \leq 4 \sigma_e \quad \text{Ratio} = 0,0211 !!$$

3 Assemblage traverse-traverse

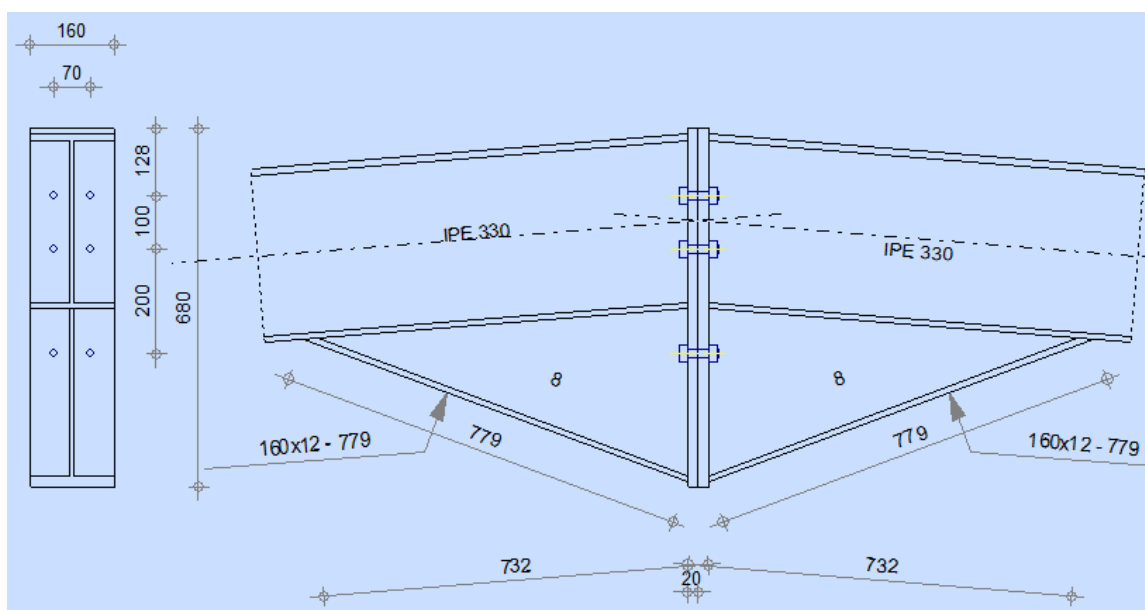


Fig.43 : Assemblage traverse-traverse : dimensions et paramètres de calcul



3.1 Effort appliques a l'assemblage :

Au niveau de l'assemblage traverse- poteau, on a les efforts maximums suivants :

-Un moment fléchissant $M = 6416,03 \text{ daN}$

-Un effort normal $N = 1338,96 \text{ daN}$

-Un effort tranchant $Q = 217,86 \text{ daN}$

3.2 Platine et boulons:

-Platine :

-d'épaisseur $ep = 20 \text{ mm}$

- de section $680*160 \text{ mm}^2$

-boulons :

- 6 boulons HR2 d'appellation HR 8.8 de diamètre $\Phi 16$

-La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 64 \text{ daN/mm}^2$

-La contrainte de rupture $\sigma_r = 80 \text{ daN/mm}^2$

-L'effort P_v de précontrainte dans les boulons se calcul en prenant en compte les pertes de tension évaluées forfaitairement à 20% :

$$P_v = 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb} \qquad P_v = 8038,4 \text{ daN}$$

3.3 Résistance au cisaillement :

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculé comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f = 2652,672 \text{ daN}$$

On a

$$Q/n = 36,31 \text{ daN} < 2652,672 \text{ daN} \qquad \text{ratio} = 0,013!!$$

3.4 Vérification de l'assemblage sous M et N :

On calcule tout d'abord la position de l'axe neutre qui délimite la partie tendue. D'après la NF P 22-460, on a :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} \qquad x = 53,1 \text{ mm}$$

Moment extérieur appliqué à l'assemblage :

$$M_e = M + N h' \frac{b e_s}{A}$$
$$M_e = 6572,5 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant de l'assemblage s'obtient par la somme des produits des efforts N_i dans les boulons par la distance de chaque boulon à la face intérieur de la semelle comprimée:

$$M_{rés} = \sum N_i d_i$$

D'après la même norme le moment résistant doit être tel que : $M_{rés} \geq M_e$



En exploitant la linéarité du diagramme des contraintes normales dans la section, on obtient une formule de l'effort de traction dans chaque boulon (le 1/2 veut dire qu'on raisonne avec deux colonnes de boulons):

$$N_i = \frac{1}{2} \frac{M_e d_i}{\sum d_i^2}$$

noeuds	di (mm)	di ² (mm ²)	Ni(daN)
1	428	183184	5591,34444
2	228	51984	2978,56666
3	410	168100	1672,17778
	somme	403268	10242,0889

Tableau11 : le calcul des Ni pour l'assemblage T-T

La vérification consiste à ne pas dépasser la valeur de l'effort de précontrainte dans chaque boulon ; ce qui revient à l'effectuer pour le boulon le plus éloigné de la semelle comprimée. On a en effet :

$$N_1 = 5591,4 \text{ daN} \leq P_v$$

$$\text{ratio} = 0,69 !!$$

3.5 Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage :

L'aire de la section comprimée est donnée par le tableau 3 de la norme

$$A_c = e_s(b + \sqrt{b e_a})$$

$$A_c = 2238,4 \text{ mm}^2$$

Puisqu'on ne néglige pas l'effort normal dans l'assemblage, l'effort de compression admissible est donné par :

$$N_{c \text{ adm}} = A_c \cdot \sigma_e - \frac{N \cdot A_c}{A}$$

$$N_{c \text{ adm}} = 53303,8 \text{ daN}$$

On doit donc vérifier :

$$\sum N_i \leq N_{c \text{ adm}}$$

On a en effet :

$$\sum N_i = 10242,1 \text{ daN} \leq N_{c \text{ adm}} \quad \text{ratio} = 0,38!!$$

3.6 Pression diamétrale :

Le fonctionnement en « obstacle » des boulons HR n'est pas le mode de travail pour lequel ils sont conçus ; on en tient compte par contre pour prévenir l'épuisement de la résistance au frottement. On doit alors vérifier que la pression diamétrale n'excède pas quatre fois la limite d'élasticité de l'acier de la pièce assemblée :

$$\frac{Q_1}{d e} \leq 4 \sigma_e$$

On a en effet :

$$Q_1/d e = 2,03 \text{ daN.m} \leq 4 \sigma_e \quad \text{Ratio} = 0,0011 !!$$



4. Assemblage du poteau central avec les deux traverses

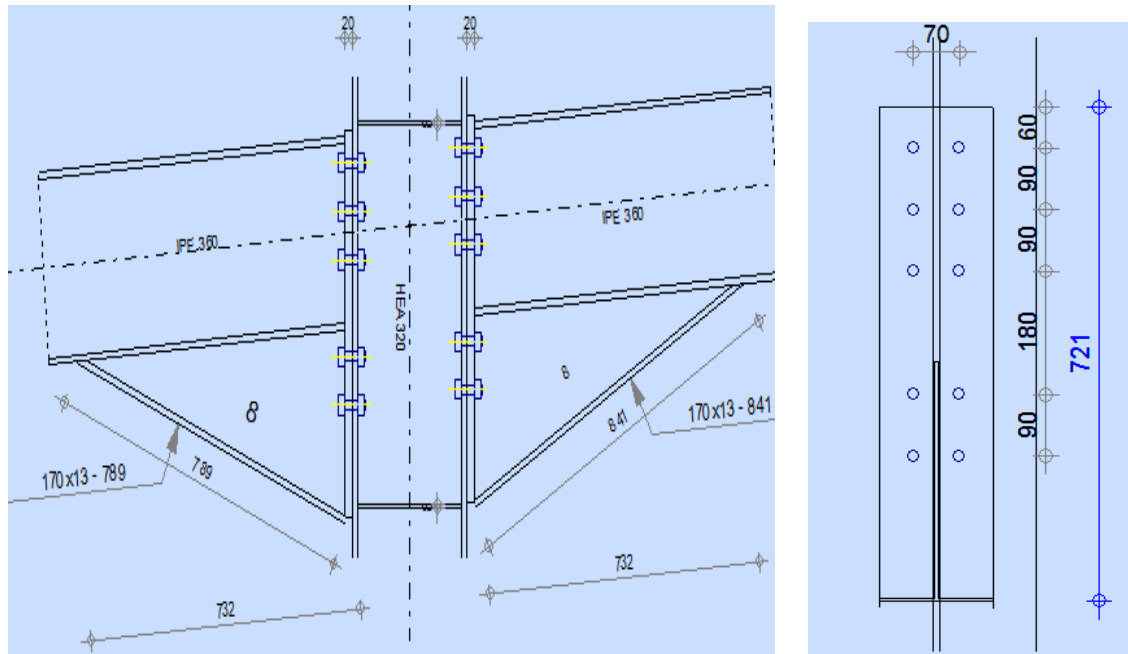


Fig. 44: Assemblage du poteau central : dimensions et paramètres de calcul

4.1 Effort appliqués à l'assemblage :

Au niveau de l'assemblage traverse- poteau, on a les efforts maximums suivants :

La côté droite :

-Un moment fléchissant $M = 16042,27 \text{ daN}$

-Un effort normal $N = 1356,57 \text{ daN}$

-Un effort tranchant $Q = 6372,24 \text{ daN}$

La côté Gauche :

-Un moment fléchissant $M = 17258,07 \text{ daN}$

-Un effort normal $N = 423,99 \text{ daN}$

-Un effort tranchant $Q = 6593,61 \text{ daN}$

4.2 Platine et boulons:

-Platine : -d'épaisseur $ep = 20 \text{ mm}$

- de section $720*170 \text{ mm}^2$

-boulons :

- **20** boulons HR2 d'appellation **HR 8.8** de diamètre $\Phi 16$

-La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 64 \text{ daN/mm}^2$

-La contrainte de rupture $\sigma_r = 80 \text{ daN/mm}^2$

4.3 Vérification avec ROBOT

On fait le calcul avec le logiciel ROBOT et on trouve que cette assemblage est vérifiée selon la norme CM66 avec :

ratio = 0,81 !!



PARTIE : VIII

Calcul des fondations de la 1^{ère} variante

Calcul du pied du poteau de rive

Introduction

Assemblage du pied de poteau de rive (IPE 450)

Calcul de la fondation

Calcul du pied du poteau central

Données

Assemblage du pied du poteau central (HEA 280)

Calcul de la fondation



1. Calcul du pied du poteau de rive

1.1 Introduction :

Le but de notre projet est d'établir une comparaison technique et économique entre la variante profilé courant et variante PRS, cette dernière nécessite des pieds articulés. D'où le choix des pieds articulés dans les deux variantes pour que notre comparaison ne soit pas influencée.

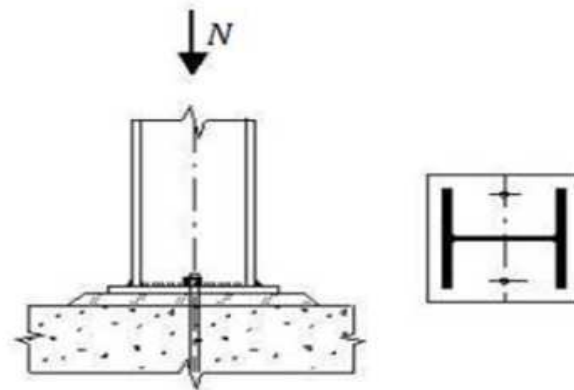


Fig 45: Pied du poteau articulé

1.2 Assemblage du pied de poteau de rive (IPE 450) :

Les efforts sont transmis au sol par des semelles isolées. Les pieds de poteaux sont articulés, on donne les efforts appliqués au pied de poteau :

- Effort de compression $N_c = 6486,55 daN$
- Effort soulèvement $V = 2756,25 daN$
- Effort de cisaillement $T = 3251 daN$
- Béton dosé à 350 kg/m³ de ciment :

$$(\bar{\sigma}_b = 80 daN/cm^2)$$

1.2.1 Epaisseur de la platine :

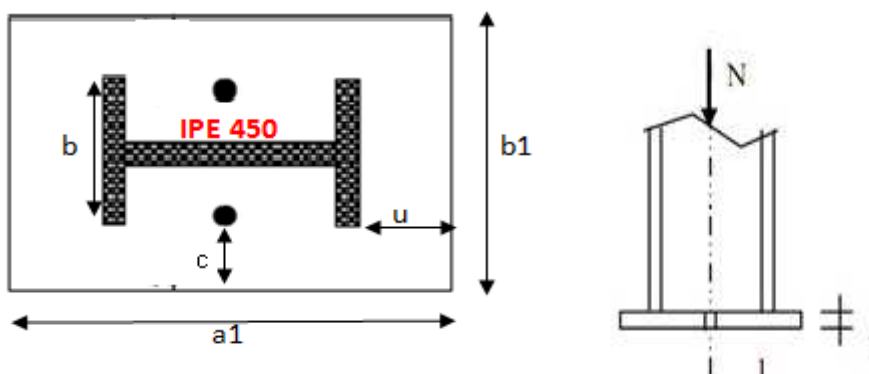


Fig 46 : Platine d'assemblage du poteau de rive

Avec :



paramètres	valeurs
a1	550mm
b1	300mm
u	50mm
c	60mm
b	190mm
t	à déterminer

Tableau 12 : Paramètres de la platine du poteau de riveVérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

On $\sigma = \frac{N}{a_1 b_1}$ avec **a1 = 550mm et b1 = 300 mm**

A.N $\sigma = 3,93 \text{ daN/cm}^2$

On trouve donc : $\sigma < \overline{\sigma b}$

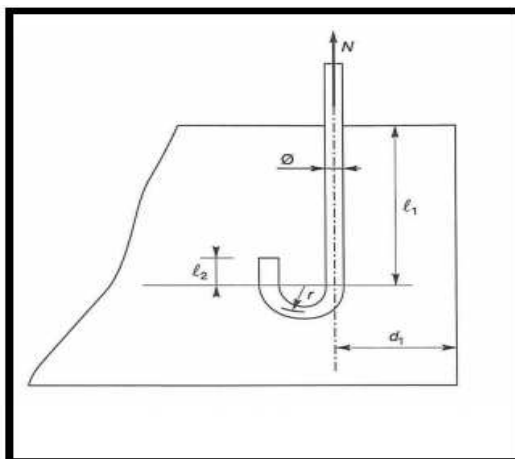
Il faut que l'épaisseur de la platine vérifie

$$t > u \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{\sigma e}} \quad \text{avec} \quad \sigma e = 24 \text{ daN / mm}^2 \text{ et } u = 50 \text{ mm}$$

A.N $t > 3,5 \text{ mm}$ On prend alors **t = 15 mm** (le minimum).

1.2.2 Tiges d'ancrages :

Elles sont droites mais généralement recourbées à une extrémité (figure 37). Ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage de la structure. Ces efforts de traction sont engendrés par le vent de soulèvement en général.

**Fig 47: Tige d'ancrage**Vérification de l'adhérence des tiges :

On a Napp sur chaque goujon est :

$$N_{app} = \frac{V}{2}$$



A.N $N_{app} = 1378,125 \text{ daN}$

Goujons avec crose :

$G_c = 350 \text{ daN} / m^3$, $r = 3\phi$, $l_1 = 20\phi$, $l_2 = 2\phi$, $d_1 = 250mm$

L'effort admissible par scellement, dans le cas des tiges (goujons) avec crochet, est donné par la formule suivante : (CM66, article 5.123) :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Doit vérifier $N_a \geq N_{app}$

On tire l'équation $16\phi - 11,05 - 1378,1250 \geq 0$

Soit $\phi \geq 9,65mm$

On adoptera $\phi = 20mm$ (le minimum)

Ainsi : $r = 60mm$, $l_1 = 400mm$, $l_2 = 40mm$

Résistance de la section :

L'effort transversal sollicitant les tiges s'obtient de la même manière :

$$T_j = \frac{T}{2} \quad T_j = 1625,5 \text{ daN}$$

L'article 4,12 des règles CM 66 exige de vérifier que :

$$1,25 N_j \leq A_s \sigma_{red} \quad \sqrt{N_j^2 + 2,36 T_j^2} \leq A_s \sigma_{red}$$

- La section résistante des tiges est :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

- Et puisqu'ils sont de classe 5.8, alors :

$$\sigma_{red} = 34 \text{ daN/mm}^2$$

On a alors :

$$1,25 N_j / A_s \sigma_{red} = 0,48 < 1 \quad \sqrt{N_j^2 + 2,36 T_j^2} / A_s \sigma_{red} = 0,49 < 1$$

La bêche :

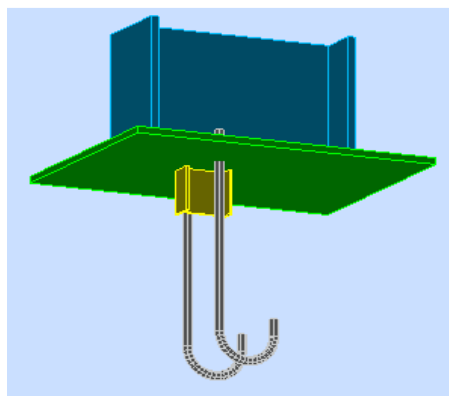


Fig 48: Platine, bêche et tiges d'ancrage

Pour la bêche le calcul est fait par ROBOT et on trouve un IPE 100 avec une hauteur de $h=100mm$.



1.3 Calcul de la fondation :

Les fondations assurent la transmission des efforts entre la structure métallique et l'infrastructure en béton armé.

1.3.1 Charges appliquées à la fondation :

- A l'ELU
 - Effort normal : $N = 6486 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $T = 3251,6 \text{ daN}$
- A l'ELS
 - Effort normal : $N = 4277,1 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $T = 1835,37 \text{ daN}$
- Poids propre de la semelle.
- Poids propre des terres surmontant la semelle.

1.3.2 Hypothèse de calcul :

- $\sigma(\text{sol}) = 2 \text{ bars.}$
- $\sigma_b = 25 \text{ MPa.}$
- $f_e = 500 \text{ MPa.}$

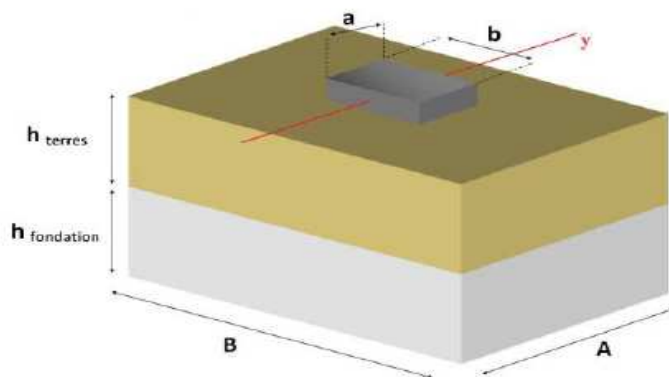


Fig 49: Semelle.

Les dimensions de la fondation doivent vérifier en premier lieu les deux conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{A} = \frac{a}{b} \\ \frac{N}{AB} < \sigma_{sol} \end{array} \right.$$

Alors on prend les valeurs suivantes:



a	0,7m
b	1m
B	2,5m
A	1,75m
h_{terre}	0,5m
h_{fondation}	0,5m

Tableau13 : Dimensions de la fondation sous le poteau de rive

1.3.3 Vérification de la portance :

En considérant les dimensions de la semelle élaborées dans le paragraphe précédent on a :

Le poids propre de la fondation est égal :

$$2,5 \times (a \times b \times ht + A \times B \times hf) = 6,34 T$$

Le poids propre des terres surmontant la semelle est :

$$1,8 \times ht \times (A \times B - a \times b) = 3,31 T$$

Donc :

$$G_0 = 3,31 + 6,34 = 9,65 T$$

Ainsi l'effort normal total est :

$$N_t = N + G_0 = 13,92 T$$

Le moment total en bas de la semelle vaut :

$$M_t = T(h_t + h_f) = 1,83 T.m$$

Le moment M_t est équivalent à un effort normal d'excentricité e :

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{1,83}{13,92} = 131,5 mm$$

N_t tombe à l'intérieur du noyau central puisque :

$$e < \frac{B}{6} = 417 mm$$

La semelle est donc entièrement comprimée.

D'où, la contrainte sous la semelle vaut :

$$\sigma = \frac{N_t}{A.B} \left(1 + \frac{3.e}{B} \right) = 3,68 T/m^2 = 0,368 bars < \sigma_{sol} = 2 bars$$

La contrainte du sol sous la semelle est vérifiée.

1.3.4 Vérification de non glissement de la semelle :



Il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante générale des forces extérieures par rapport à la normale au plan de contact de la semelle avec le sol reste dans le cône de glissement. C'est-à-dire :

$$\frac{T}{N_t} = 0,17 < 0,35$$

Ainsi le non glissement est vérifié.

1.3.5 Calcul des armatures :

Pour le calcul des armatures on utilise les combinaisons de l'ELU donc on recalcule N_t et on trouve :

$$N_t = 19,5T$$

Armatures parallèles à la dimension B :

Les contraintes maximales et minimales valent :

$$NM = \frac{Nt}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \qquad Nm = \frac{Nt}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

A.N : $NM=10,9t$ $Nm=4,68t$

La contrainte du sol à la verticale du nu du poteau vaut :

$$N1 = NM - (NM - Nm) \frac{B - b}{2B}$$

A.N : $N1=9,05t$

Le moment au nu du poteau vaut :

$$M = (2NM + N1) \frac{(B - b)^2}{2B}$$

A.N : $M=13,9t.m$

La section d'acier est :

$$As = \frac{M\gamma_s}{0,9dfe}$$

Avec $d = h_{\text{fondation}} - 0,04m = 0,46m$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } Fe=500MPa$$

A.N : $As = 7,72 \text{ cm}^2$

Donc on utilise **7 barres de HA12** avec un espacement de **22 cm**.

Armatures parallèles à la dimension A :

Les armatures A_a , parallèles au côté A, auront donc pour valeur :



$$A_s = \frac{N_t(A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise **7 barres de HA8** avec un espacement de **32 cm**.

2. Calcul du pied poteau central

2.1 Données :

Les efforts sont transmis au sol par des semelles isolées. Le pied de poteau central sont articulé, on donne les efforts appliqués au pied de poteau :

- A l'ELU
 - Effort normal : $N = 12281 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $T = 813 \text{ daN}$
 - Effort soulèvement : $V = 4554 \text{ daN}$
- A l'ELS
 - Effort normal : $N = 9078,96 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $T = 444,2 \text{ daN}$

2.2 Assemblage du pied du poteau central (HEA 280) :

La méthode de calcul étant la même, on donnera juste les valeurs trouvées:

2.2.1 La platine :

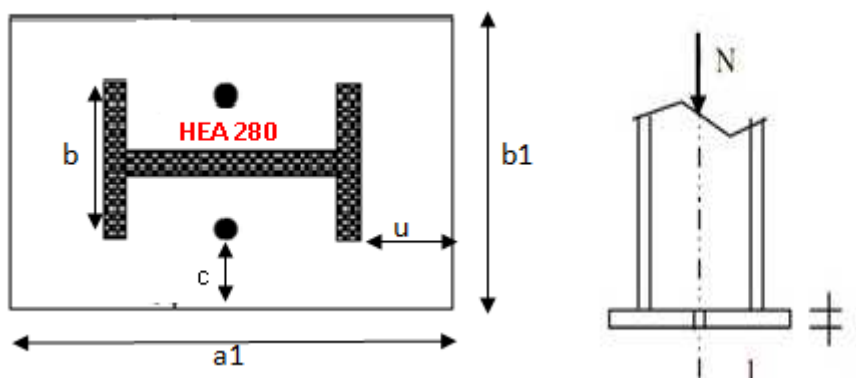


Fig 50: Platine d'assemblage du poteau central

paramètres	valeurs
a1	400 mm
b1	400mm
u	50mm
c	60mm



b	280mm
---	-------

Tableau 14: Paramètres de la platine du poteau central

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$\sigma = 7,67 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma b} = 80 \text{ daN/cm}^2$$

L'épaisseur de la platine :

On trouve $t > 4,89 \text{ mm}$

On prend alors $t = 15 \text{ mm}$ (le minimum).

2.2.2 La tige :

Les paramètres de la tige :

On trouve pour le diamètre de la tige $\phi > 12,5 \text{ mm}$

On prend alors $\phi = 20 \text{ mm}$ (le minimum)

Ainsi :

$$r = 60 \text{ mm}, l1 = 400 \text{ mm}, l2 = 40 \text{ mm}$$

Résistance de la section :

$$1,25 N_j / A_s \sigma_{red} = 0,92 < 1 \quad \sqrt{N_j^2 + 2,36 T_j^2} / A_s \sigma_{red} = 0,74 < 1$$

La bêche :

Pour la bêche le calcul est fait par ROBOT et on trouve un **IPE 100** avec un hauteur de **h=50mm**

2.3 Calcul de la fondation :

On prend les valeurs suivantes:

A	0,8m
B	0,8m
B	2,5m
A	2,5m
H _{terre}	0,5m
H _{fondation}	0.5m

Tableau 15: Dimensions de la fondation sous le poteau de central



2.3.1 Vérification de la portance :

Le poids propre de la fondation est égal :

$$2,5 \times (a \times b \times ht + A \times B \times hf) = 8,61 T$$

Le poids propre des terres surmontant la semelle est :

$$1,8 \times ht \times (A \times B - a \times b) = 5,05 T$$

Donc :

$$G_0 = 5,05 + 8,61 = 13,66 T$$

Ainsi l'effort normal total est :

$$N_t = N + G_0 = 22,73 T$$

Le moment total en bas de la semelle vaut :

$$M_t = T(h_t + h_f) = 0,44 T.m$$

Le moment M_t est équivalent à un effort normal d'excentricité e :

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{0,44}{22,73} = 19,35 mm$$

N_t tombe à l'intérieur du noyau central puisque :

$$e < \frac{B}{6} = 417 mm$$

La semelle est donc entièrement comprimée.

D'où, la contrainte sous la semelle vaut :

$$\sigma = \frac{N_t}{A.B} \left(1 + \frac{3.e}{B} \right) = 3,72 T = 0,372 bars < \sigma_{sol} = 2 bars$$

La contrainte du sol sous la semelle est vérifiée.

2.3.2 Vérification de non glissement de la semelle :

On a :

$$\frac{T}{N_t} = 0,15 < 0,35$$

Ainsi le non glissement est vérifié.

2.3.3 Calcul des armatures :

Pour le calcul des armatures on utilise les combinaisons en ELU donc on recalcule N_t et on trouve :

$$N_t = 19,5 T$$

Ainsi le nouvel excentrement devient : $e = 0,026 m$

Armatures parallèles à la dimension B :



Les contraintes maximales et minimales valent :

$$NM = \frac{Nt}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$Nm = \frac{Nt}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

A.N : **NM=13,07t**

Nm=11,5t

La contrainte du sol à la verticale du nu du poteau vaut :

$$N1 = NM - (NM - Nm) \frac{B - b}{2B}$$

A.N : **N1=12,5t**

Le moment au nu du poteau vaut :

$$M = (2NM + N1) \frac{(B - b)^2}{2B}$$

A.N : **M = 22,3t.m**

La section d'acier est :

$$As = \frac{M\gamma_s}{0,9dfe}$$

Avec $d = h_{\text{fondation}} - 0,04m = 0,46m$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } Fe=500\text{MPa}$$

A.N : **As = 12,4 cm²**

Donc on utilise **9 barres de HA14** avec un espacement de **25 cm**.

Armatures parallèles à la dimension A :

Les armatures A_a , parallèles au côté A, auront donc pour valeur :

$$A_s = \frac{N_t(A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = \mathbf{3,26\text{cm}^2}$$

Donc on utilise **7 barres de HA8** avec un espacement de **32 cm**.



PARTIE : IX

Dimensionnement des pannes en Zed

Généralités

Introduction

Méthode générale de dimensionnement

Calcul des caractéristiques efficaces des pannes en Z

Les notations

Les données

Vérification des proportions géométriques de la section

Propriétés de la section brute

Propriétés de la section efficace

La rigidité élastique C_D en rotation

Charges

Typologie de charges

Combinaisons de charges

Limite d'élasticité pour les vérifications de résistance en section

Propriétés mécaniques de section efficace à l'état limite de service

Pannes isostatiques sans liernes – charges descendantes

Vérification de la flèche

Pannes sur trois appuis sans liernes – charges descendantes

Vérification de la flèche

Vérifications de la résistance de la section transversale

Résistance de la semelle libre au flambement



Interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant
Interaction entre le moment fléchissant et la réaction d'appui

Pannes sur trois appuis sans liernes – charges ascendantes

Vérification de la flèche
Vérifications de la résistance de la section transversale
Résistance de la semelle libre au flambement

Dimensionnement de l'échantignole



1. Généralités

1.1-Introduction :

Les pannes minces formées à froid sont généralement réalisées par profilage à partir d'une tôle en acier, processus de fabrication qui permet d'obtenir une grande variété de formes. Cependant les principales formes de section utilisées pour les pannes sont les Sigma et les Zed.

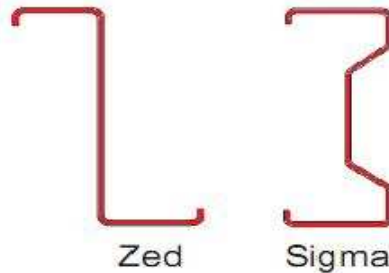


Fig 51: les sections les plus utilisées

Pour les Sigma et les Zed, les gammes de hauteur et d'épaisseur sont à peu près les mêmes :

- ❖ Hauteur H de la section comprise entre 140 et 350 mm
- ❖ Epaisseur de la tôle profilée comprise entre 1,5 et 4 mm

La largeur de la semelle b est souvent de l'ordre de 70 mm. On note que pour les pannes en Zed, les largeurs de la semelle supérieure et de la semelle inférieure diffèrent légèrement pour permettre la mise en continuité des pannes par emboîtement.

1.2 Méthode générale de dimensionnement :

Dans cette partie, on s'intéresse au dimensionnement d'une panne en Z s'étalant sur une portée de 9,59m, les calculs seront menés conformément à la partie 1-3 de l'Eurocode 3, concernant « les Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formés à froid ». Selon le même Eurocode, notre construction est de classe 2, c-à-d que c'est une construction dans laquelle des profilés et plaques à parois minces formés à froid, sont calculés pour contribuer à la résistance et à la stabilité d'éléments structuraux individuels.

Principe de dimensionnement :

La résistance des sections doit être faite selon les deux formules suivantes :

$$\frac{M_{y,Sd}}{W_{eff,y}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad \text{pour la semelle maintenue;}$$
$$\frac{M_{y,Sd}}{W_{eff,y}} + \frac{M_{fz,Sd}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad \text{pour la semelle libre.}$$



Les contraintes de compression seront considérées positives ; celles de traction négatives.

La stabilité de la semelle libre au milieu de la travée en cas de charge ascendante doit être vérifiée selon la formule suivante :

$$\frac{1}{\chi} \frac{M_{y,Sd}}{W_{eff,y}} + \frac{M_{fz,Sd}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Dans ce qui précède :

- $M_{y,Sd}$ est le moment de flexion dans le plan,
- $W_{eff,y}$ est le module de résistance efficace de la section transversale pour la flexion selon y-y.
- $M_{fz,Sd}$ est le moment de flexion dans la semelle libre dû à la charge latérale,
- W_{fz} est le module de résistance élastique brut de la semelle libre plus 1/6 de la hauteur de l'âme, pour la flexion selon l'axe z-z.
- χ est le coefficient de réduction pour le flambement par flexion de la semelle libre.

Le moment $M_{fz,Sd}$ est calculé sur la base d'une charge latérale fictive $q_{h,Fd,\downarrow}$ résultant de la flexion latérale et la torsion. La semelle libre étant considérée comme une poutre sur une fondation élastique de raideur K. Ce phénomène n'intéresse que la semelle libre et une partie de l'âme de hauteur $h/6$, h étant la hauteur du profilé.

2. Calcul des caractéristiques efficaces des pannes en Z

2.1 Les notations :

Les notations utilisées dans ce chapitre sont :

- b : largeur (Hors-tout) de semelle.
- h : hauteur (Hors-tout) de la section.
- c : hauteur (Hors-tout) du bord tombé.
- t : épaisseur de la tôle.
- a : distance de fixation au plan de l'âme.
- θ : angle du bord tombé, pris ici égal à 90° .
- q_{Fd} : charge de calcul appliquée perpendiculairement au bac.
 - ✓ $q_{Fd,\uparrow}$ = charge ascendante.
 - ✓ $q_{Fd,\downarrow}$ = charge descendante.

2.2 Les données :

Le profilé choisi est un Z250/2,8. Les dimensions de la section transversale et les propriétés du matériau sont les suivantes :

Les dimensions de la ligne médiane de la section sont les suivantes :



		TR - 250/2,8	
hauteur totale	h	252	mm
largeur totale de la semelle comprimée	b_1	70,5	mm
largeur totale de la semelle tendue	b_2	81,5	mm
largeur totale du bord tombé supérieur	c_1	21	mm
largeur totale du bord tombé inférieur	c_2	18	mm
rayon intérieur des arrondis	r	5	mm
épaisseur nominale	t_{nom}	2,8	mm
épaisseur nominale du métal nu	t	2,76	mm
distance de la fixation au plan de l'âme	a	35	mm
limite d'élasticité de base	$f_{yb} = f_y$	350	N/mm ²
résistance à la traction	f_u	420	N/mm ²
module d'élasticité	E	210000	N/mm ²
coefficient de poisson	ν	0,3	
coefficient partiel	Y_{mo}	1	

hauteur de l'âme	$h_p = h - t_{nom}$	249,2	mm
largeur de la semelle comprimée	$b_{p1} = b_1 - t_{nom}$	67,7	mm
largeur de la semelle tendue	$b_{p2} = b_2 - t_{nom}$	78,7	mm
largeur du bord sup	$c_{p1} = c_1 - \frac{t_{nom}}{2}$	19,6	mm
largeur du bord inf	$c_{p2} = c_2 - \frac{t_{nom}}{2}$	16,6	mm

Tableau 13: caractéristiques géométriques de la section**2.3 Vérification des proportions géométriques de la section :**

La méthode de calcul de l'EN1993-1-3 peut être appliquée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$b_1/t \leq 60$	25,5	OK
$h/t \leq 500$	91,3	OK
$c_1/t \leq 50$	7,60	OK
$0,2 \leq c_1/b_1 \leq 0,6$	0,3	OK
$0,2 \leq c_2/b_2 \leq 0,6$	0,22	OK
$r/t \leq 5$	1,81	OK
$r/b_1 \leq 0,1$	0,070	OK
$r/b_2 \leq 0,1$	0,061	OK

Tableau 14: vérification des proportions géométriques de la section



2.4 Propriétés de la section brute :

$$A_{br} = t(c_{p1} + c_{p2} + b_{p1} + b_{p2} + h_p) = 1200.048 \text{ mm}^2$$

Position de l'axe neutre vis-à-vis de la semelle comprimée :

$$z_{b1} = \frac{(c_{p2} (h_p - \frac{c_{p2}}{2}) + b_{p2} h_p + \frac{h_p^2}{2} + \frac{c_{p1}^2}{2})t}{A_{br}} = 127.75 \text{ mm}$$

2.5 Propriété de la section efficace :

Il convient d'appliquer la procédure générale (itérative) pour calculer les propriétés efficaces de la semelle et du bord comprimés (élément plan avec raidisseur de bord). Le calcul s'effectue en trois étapes :

2.5.1 Première étape :

Obtention d'une section transversale efficace initiale pour le raidisseur en utilisant les largeurs efficaces de la semelle, lesquelles sont déterminées en considérant que la semelle comprimée est doublement soutenue, que le raidisseur confère un maintien total $K = \infty$ et que la résistance de calcul n'est pas réduite ($\sigma_{Edcom} = f_{yb} / \gamma_{M0}$).

- Largeur efficace de la semelle comprimée :

Le rapport de contraintes : $\psi = 1$ (compression uniforme), donc le coefficient de flambement est : $k_\sigma = 4$ pour un élément interne sollicité en compression.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}} = 0.82$$

- L'élanement réduit :

$$\overline{\lambda}_{p,b} = \frac{\frac{b_{p1}}{t}}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = 0.527$$

- Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\overline{\lambda}_{p,b} \leq 0,673 \text{ Donc on prend } \rho = 1$$

- La largeur efficace :

$$b_{eff} = \rho b_{p1} = 67.7 \text{ mm} \quad b_{e1} = b_{e2} = 0.5b_{eff} = 33.85 \text{ mm}$$

- Largeur efficace du bord tombé :

$$\text{si } \frac{c_{p1}}{b_{p1}} \leq 0.35 \text{ alors } k_\sigma = 0.5$$

$$\text{si } 0.35 \leq \frac{c_{p1}}{b_{p1}} \leq 0.6 \text{ alors } k_\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt[3]{\left(\frac{c_{p1}}{b_{p1}} - 0.35\right)^2}$$



Puisque l'on a :

$$\frac{c_{p1}}{b_{p1}} = 0,289 \leq 0,35$$

Le coefficient de voilement est donc :

$$k_{\sigma} = 0,5$$

- L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_{p1}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} \quad \bar{\lambda}_{p,b} = 0,431 \leq 0,673$$

De même que pour la semelle comprimée, le coefficient de réduction de la largeur pour le bord tombé est de :

$$\rho = 1$$

La largeur efficace du bord tombé est donc de :

$$c_{\text{eff}} = \rho c_{p1} = c_{p1} \quad c_{\text{eff}} = 19,6 \text{ mm}$$

On déduit donc l'aire A_s de la section efficace du raidisseur de bord :

$$A_s = t(b_{e2} + c_{\text{eff}}) \quad A_s = 147,522 \text{ mm}^2$$

2.5.2 Deuxième étape :

Utilisation de la section transversale efficace initiale du raidisseur pour déterminer le coefficient de la réduction, en tenant compte des effets maintien élastique continu.

La contrainte critique de flambement élastique du raidisseur de bord est :

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}$$

- Où K est la rigidité du support élastique par unité de longueur,

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \times \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0.3b_1 b_2 h_p k_f}$$

-Avec $k_f = 0$ pour la flexion par rapport à l'axe y-y.

- b_1 la distance entre la jonction âme semelle et le centre de gravité de l'aire efficace raidisseur de bord (semelle supérieure) :

$$b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2}^2 t}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})t} = 56,98 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } K = 1,22 \text{ N/mm}^2$$

- I_s est le moment d'inertie de la section efficace du raidisseur dont l'expression est:

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2 + c_{\text{eff}} t \left[\frac{c_{\text{eff}}}{2} - \frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2$$

$$I_s = 5081,34 \text{ mm}^2$$

Ainsi on déduit la contrainte critique de flambement élastique pour le raidisseur de bord :

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} = 489,2 \text{ N/mm}^2$$

- Coefficient de réduction de l'épaisseur x_d pour le raidisseur de bord :



L'élanement réduit vaut :

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} = 0.846$$

- Le coefficient de réduction :

La détermination de χ_d dépend de la plage de valeurs à laquelle appartient $\bar{\lambda}_d$.

Puisque l'on a : $0,65 \leq \bar{\lambda}_d \leq 1,38$

Alors :

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d$$

$$\chi_d = 0,86$$

2.5.3 Troisième étape :

Etant donné le coefficient de réduction pour le flambement du raidisseur est $\chi_d < 1$, procéder par itérations pour affiner la valeur.

Les itérations sont exécutées sur la base des valeurs modifiées de ρ , lesquelles sont obtenues en utilisant :

$$\sigma_{com,Ed,i} = \frac{x_d \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{x_d}$$

Le processus d'itération s'arrête lorsque la valeur du coefficient de réduction converge. Cette opération n'est toutefois qu'optionnelle ; on se contentera donc de la valeur déjà trouvée.

On récapitule les résultats trouvés jusqu'ici :

$be1 = be2$	33,85	mm
$ceff$	19,6	mm
χ_d	0,86	
t_{red}	2,37	mm

- Propriétés de la section efficace de l'âme :

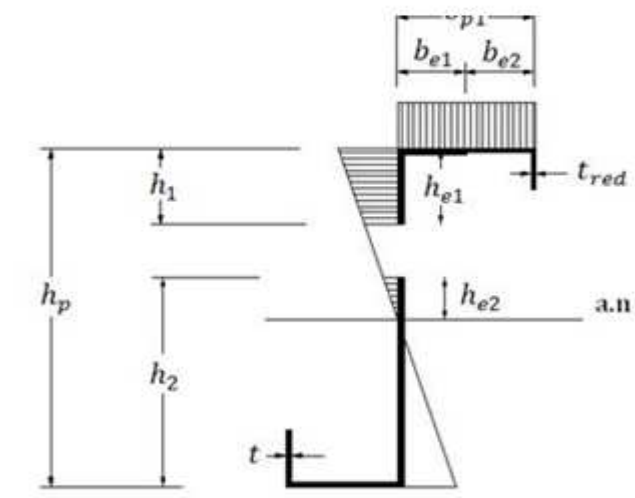


Fig 52: propriété de la section efficace de l'âme

**- La position de l'axe neutre par rapport à la semelle comprimée :**

$$h_c = \frac{c_{p2} \left(h_p - \frac{c_{p2}}{2} \right) + b_{p2} h_p + \frac{h_p^2}{2} + c_{eff}^2 \frac{x_d}{2}}{c_{p2} + b_{p2} + h_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff}) x_d}$$

$$h_c = 129,23 \text{ mm}$$

-Le rapport de contraintes :

$$\psi = \frac{h_c - h_p}{h_c} = -0,93$$

-Le coefficient de voilement k_σ

puisque $-1 < \psi < 0$

$$\text{alors } k_\sigma = 7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$$

$$k_\sigma = 22,08$$

-L'élancement réduit de l'âme

$$\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

$$\bar{\lambda}_{p,h} = 0,825$$

$$\text{D'où } \bar{\lambda}_{p,h} > 0,648$$

D'où réduction de l'âme.

-Le coefficient de réduction de la largeur pour l'âme

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0,22}{\bar{\lambda}_{p,h}^2}$$

Ce qui donne une valeur de :

$$\rho = 0,889$$

La largeur efficace de la partie comprimée de l'âme est donc :

$$h_{eff} = \rho h_c$$

$$h_{eff} = 114,86 \text{ mm}$$

Cette largeur h_{eff} est divisée en deux parties, l'une du côté de la semelle comprimée h_{e1} , et l'autre du côté de l'axe neutre h_{e2} :

- $h_{e1} = 0,4 h_{eff}$

$$h_{e1} = 45,94 \text{ mm}$$

- $h_{e2} = 0,6 h_{eff}$

$$h_{e2} = 68,92 \text{ mm}$$

On conclut que la largeur efficace de l'âme est :

- Du côté de la semelle comprimée : $h_1 = h_{e1}$ donc $h_1 = 45,94 \text{ mm}$.

- Du côté de la semelle tendue : $h_2 = h_p - (h_c - h_{e2})$ donc $h_2 = 188,88 \text{ mm}$

- Propriétés de la section efficace transversale totale :

-Aire de la section transversale efficace :

$$A_{eff} = t [c_{p2} + b_{p2} + h_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff}) x_d]$$

$$A_{eff} = 1170,88 \text{ mm}^2$$

-Position de l'axe neutre par rapport à la semelle comprimée:

$$z_c = \frac{t \left[c_{p2} \left(h_p - \frac{c_{p2}}{2} \right) + b_{p2} h_p + h_2 \left(h_p - \frac{h_2}{2} \right) + \frac{h_1^2}{2} + \frac{c_{eff}^2 x_d}{2} \right]}{A_{eff}}$$



$$z_c = 127,43 \text{ mm}$$

-Position de l'axe neutre par rapport à la semelle tendue :

$$z_t = h_p - z_c = 121,76 \text{ mm}$$

-Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I_{\text{eff},y} &= \frac{th_1^3}{12} + \frac{th_2^3}{12} + \frac{b_{p2}t^3}{12} + \frac{c_{p2}^3t}{12} \\ &+ \frac{b_{e1}t^3}{12} + \frac{b_{e2}(x_d t)^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 x_d t}{12} + c_{p2}t(z_t - \frac{c_{p2}}{2})^2 + b_{p2}t z_t^2 \\ &+ h_2 t(z_t - \frac{h_2}{2})^2 + h_1 t(z_c - \frac{h_1}{2})^2 + b_{e1}t z_c^2 + b_{e2}t x_d^2 z_c^2 \\ &+ c_{\text{eff}} x_d t(z_c - \frac{c_{\text{eff}}}{2})^2 \\ I_{\text{eff},y} &= 10620575.3 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

-Module de résistance de la section efficace :

- ▶ Par rapport à la semelle comprimée :

$$W_{\text{eff},y,c} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_c} = 83340,87 \text{ mm}^3$$

- ▶ Par rapport à la semelle tendue :

$$W_{\text{eff},y,t} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_t} = 87222,17 \text{ mm}^3$$

- Propriétés de la section composée « semelle tendue +1/6 hauteur de l'âme » :

Cette section servira pour la vérification de la semelle libre vis-à-vis du flambement et des moments résultants de la charge fictive induite par la torsion et la flexion latérale.

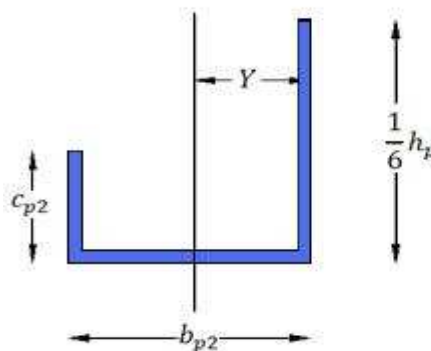


Fig53: dimensions de la section composée

-Aire de la section :

$$A_{fz} = t(c_{p2} + b_{p2} + h_p/6)$$



Donc $A_{fz} = 377,66 \text{ mm}^2$

-Position de l'axe neutre par rapport à l'âme :

$$Y = \frac{t(b_{p2}^2/2 + c_{p2}b_{p2})}{A_{fz}} \quad Y = 32,18 \text{ mm}$$

-Moment d'inertie par rapport à z-z:

$$I_{fz} = \frac{c_{p2}t^3}{12} + \frac{t b_{p2}^3}{12} + \frac{h_p/6 t^3}{12} + c_{p2}t(b_{p2} - Y)^2 + b_{p2}t(b_{p2}/2 - Y)^2 + \frac{h_p}{6} t(Y)^2$$

$$I_{fz} = 341238,79 \text{ mm}^4$$

-Rayon de giration par rapport à z-z :

$$i_{fz} = \sqrt{I_{fz}/A_{fz}}$$

$$i_{fz} = 30,06 \text{ mm}$$

-Module élastique relatif au bord du côté de l'âme :

$$W_{fz,a} = \frac{I_{fz}}{Y} \quad W_{fz,a} = 10604,14 \text{ mm}^3$$

-Module élastique relatif au bord du côté du bord tombé :

$$W_{fz,b} = \frac{I_{fz}}{b_{p2} - Y} \quad W_{fz,b} = 7335,27 \text{ mm}^3$$

2.6 La rigidité élastique C_D en rotation :

La construction sujet de notre projet est de classe 2 au sens de l'Eurocode 3 partie 1-3 ; ce qui veut dire que la couverture joue un rôle dans la stabilisation des pannes.

Dans notre calcul, nous supposons les pannes contreventées latéralement avec maintien élastique en rotation assuré par les plaques. Ceci doit donc être assuré par la qualité de l'assemblage pannes-couverture. Le contreventement latéral est en général souvent assuré du fait que la couverture possède une grande rigidité latéralement.

La modélisation proposée par l'Eurocode 3 est donc la suivante :

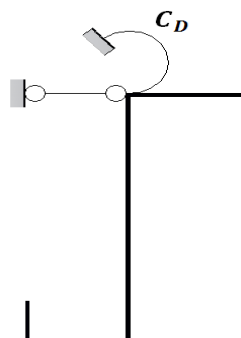


Fig54: modèle proposé par l'E3-1.3 pour le maintien élastique

L'encastrement en rotation conféré par le bac à la panne est modélisé par un ressort en rotation de rigidité totale C_D qui peut être calculée par la formule générale suivante:



$$C_D = \frac{1}{(1/C_{D,A} + 1/C_{D,C})}$$

Où :

- $C_{D,A}$: La rigidité en rotation de l'assemblage entre la plaque et la panne.

- $C_{D,C}$: La rigidité en rotation correspondant à la rigidité de flexion des plaques.

Or, on peut négliger $C_{D,C}$, puisqu'on tient compte des effets de déformation de section transversale.

Une formule simplifiée donne la valeur de $C_{D,A}$ en fonction de p du nombre de fixations plaques-pannes par mètre linéaire de panne :

$$C_{D,A} = 130 \cdot p \text{ Nm/m/rad}$$

Cette simplification peut être faite, sous réserve que certaines conditions (cf. § 10.1.5.2(7)) soient satisfaites.

Dans notre cas : $p = 5$;

Donc : $C_D = C_{D,A} = 650 \text{ Nm/m/rad}$

3. Les charges

3.1 Typologie des charges:

Les différents types de charges auxquelles les pannes sont soumises sont :

- le poids propre de la couverture, des pannes et de leurs accessoires.
- le poids propre des éventuels équipements portés en toiture
- les charges d'exploitation suspendues à l'intérieur
- la charge d'entretien en toiture
- le vent

Les pannes étant stabilisées par les bacs d'acier la couverture acquiert ainsi un comportement qui annule les charges transversales. Les pannes Zed sont dimensionnées en tenant compte des charges agissant selon l'âme. Le raisonnement proposé par l'*Eurocode 3* est basé sur la distinction entre les charges descendantes et les charges ascendantes.

Nous nous limiterons dans notre projet au poids propre G des pannes et de la couverture, la surcharge due à la poussière Q et la charge due au vent W avec un entraxe $e = 1,825$.

3.1.1 Charges permanentes :

- ▶ Poids propre des pannes : $p = 9,62 \text{ daN/mL}$
- ▶ Poids de la couverture : $G_{\text{couv}} = 24 \text{ daN/m}^2$

La charge permanente est obtenue avec : $G = G_{\text{couv}} \times e + p$



Soit : $G = 53,42 \text{ daN/m}^2$

3.1.2 Surcharge de poussière :

$$Q = 30 \text{ daN/m}^2$$

3.1.3 Charge de vent (voir calcul du vent):

3.2 Combinaisons de charges :

La combinaison la plus défavorable:

La charge permanente G est changée, donc on doit recalculer les combinaisons de charges :

	les combinaisons	suivant y en daN/m
ELU	1,33G+1,5Q	152,738419
	G+1,75Wmax	41,2948906
	G+1,75Wmin	-58,2237641
	1,33G+1,42Q+1,42Wmax	138,655355
	1,33G+1,42Q+1,42Wmin	57,9030748
	1,33G+1,5Wmax	60,5838829
	1,33G+1,5Wmin	-24,7178211
ELS	G+Q	107,862679
	G+Wmax	46,43
	G+Wmin	-10,44

3.2.1 Charges descendantes :

- ❖ La combinaison de charges retenue à l'ELU est :
 $\{1,33G + 1,5Q\}$

La charge descendante à l'ELU est :

$$q_{Fd,\downarrow} = 152,73 \text{ daN/ml}$$

- ❖ La combinaison retenue à l'ELS est :
 $\{G + Q\}$

La charge descendante à l'ELS est :

$$q'_{Fd,\downarrow} = 107,86 \text{ daN/ml}$$

3.2.2 Charges ascendantes

- ❖ à l'ELU :

$$q_{Fd,\uparrow} = 58,22 \text{ daN/ml}$$

- ❖ à l'ELS :



$$q'_{Fd,\uparrow} = 10,44 \text{ daN/ml.}$$

3.3 Limite d'élasticité pour les vérifications de résistance en section :

Les vérifications de résistance en section font intervenir f_y et non f_{yb} . Le § 3.1.1(6) P stipule que f_y peut être égale à f_{yb} ou f_{ya} , où f_{ya} est la limite d'élasticité moyenne augmentée définie en § 3.1.2(2)P pour tenir compte de l'écroûissage dû au profilage. Pour prendre $f_y = f_{ya}$, les conditions du §3.1.2(3) P doivent être remplies, ce qui n'est pas le cas ici puisque $A_{eff} < A_g$.

$$\text{Donc } f_y = f_{yb} = 350 \text{ MPa.}$$

3.4 Propriétés mécaniques de section efficace à l'état limite de service :

Pour le calcul des flèches, on se place en sécurité en considérant les propriétés mécaniques de section efficace à l'état limite ultime. Sinon, il y aurait lieu de se référer au § 4.2(5) qui préconise la prise en compte de la vraie contrainte de compression dans la paroi.

4. Pannes isostatiques sans liernes – charges descendantes :

Selon §10.1.3.1(1) et §10.1.3.5, les vérifications suivantes sont à faire :

- Flèche sous charge d'état limite de service selon § 7 ;
- Résistance de section transversale selon § 10.1.4.1 ;

Vérification de la flèche :

La flèche de la panne isostatique, dans le plan perpendiculaire à la toiture est donnée par :

$$\delta_{\downarrow} = \frac{5 q'_{Fd,\downarrow} L^4}{384 E I_{u,eff}}$$

On obtient :

$$\delta_{\downarrow} = 53,26 \text{ mm.}$$

Selon § 7.3(3), on doit vérifier

$$\delta_{\downarrow} > \frac{L}{200} = 47,95 \text{ mm}$$

Le critère de flèche n'est pas vérifié. La variante des pannes isostatiques sans liernes est donc rejetée du fait de non satisfaction du critère de la flèche sous charges descendantes.

5. Pannes sur trois appuis sans liernes – charges descendantes :

Selon §10.1.3.2(2), §10.1.3.2(2)A et §10.1.3.5, les vérifications suivantes sont à faire :

- Flèche sous charge d'état limite de service selon § 7 ;
- En travée :
 - Résistance de section transversale selon § 10.1.4.1 ;
- Sur appui :



- Résistance de section transversale selon § 10.1.4.1,
- Critères de stabilité de la semelle libre selon § 10.1.4.2,
- Interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant selon § 5.10,
- Interaction entre le moment fléchissant et la réaction d'appui selon § 5.11.

5.1 Vérification de la flèche :

La flèche de la panne continue en deux travées égales, dans le plan perpendiculaire à la Toiture est donnée par :

$$\delta_{\downarrow} = \frac{q'_{Fd,\downarrow} L^4}{185 E I_{u,eff}}$$

On obtient :

$$\delta_{\downarrow} = 22,11 \text{ mm.}$$

Selon § 7.3(3), on doit vérifier

$$\delta_{\downarrow} < \frac{L}{200}$$

Le critère de flèche est donc vérifié.

5.2 Vérifications de la résistance de la section transversale :

5.2.1 Moment maximal en travée :

Dans le plan perpendiculaire au bac, donc par rapport à l'axe y-y, le moment max en travée est donné par :

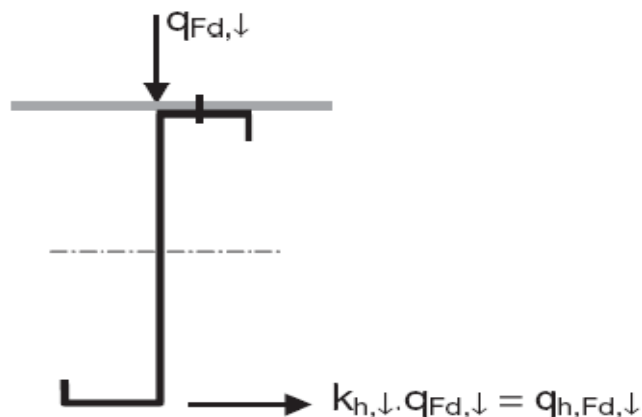
$$M_{y,t,Sd,\downarrow} = \frac{9q_{Fd,\downarrow} L^2}{8} \quad M_{y,t,Sd,\downarrow} = 987,68 \text{ daN.m}$$

5.2.2 Moment maximal en appui :

Dans le plan perpendiculaire au bac, donc par rapport à l'axe y-y, le moment max en appui est donné par :

$$M_{y,a,Sd,\downarrow} = \frac{q_{Fd,\downarrow} L^2}{8} \quad M_{y,a,Sd,\downarrow} = 1755,88 \text{ daN.m}$$

5.2.3 Moment latéral $M_{fz,t,Sd,\downarrow}$ dans la semelle libre:





Sous charge descendante, la panne libre est soumise à une charge fictive latérale résultant de la flexion latérale et de la torsion. Cette charge fictive est obtenue selon le § 10.1.4.1(3) par :

$$q_{h,Fd,\downarrow} = k_{h,\downarrow} \cdot q_{Fd,\downarrow}$$

Où le coefficient k_h est obtenu par la figure 10.3 de l'Eurocode 3 partie 1 – 3 :

$$k_{h,\downarrow} = \frac{b^2 h t}{4 I_u} \quad k_{h,\downarrow} = 0,108$$

Donc : $q_{h,Fd,\downarrow} = 16,61 \text{ daN/m}$.

- Calcul de la rigidité élastique latérale K par unité de longueur :

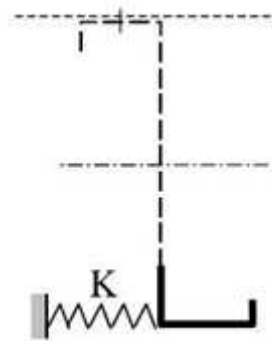


Fig55: ressort latéral de semelle libre

Le maintien latéral conféré à la semelle libre de la panne par le reste du système (reste de la section de la panne, fixation, bac) est modélisé par un ressort latéral agissant au niveau de la semelle libre et ayant une rigidité K .

La rigidité K peut être calculée selon § 10.1.5.1 (4) qui propose la formule suivante:

$$K = \frac{1}{\frac{4(1 - \nu^2)h^2(h_d + e)}{Et^3} + \frac{h^2}{C_D}}$$

Où :

h_d est la hauteur développée d'âme de la panne ; on a :

$$h_d = h - t_{nom} \quad h_d = 249,2 \text{ mm}$$

Puisque le contact panne-bac se fait du côté du bord extérieur de la semelle de la panne, on a :

$$e = 2a + b \quad e = 140,5 \text{ mm}$$

Ce qui donne :

$$K_{\downarrow} = 0,0085 \text{ N/mm/mm}$$

- Coefficient R_{\downarrow} d'appui latéral élastique :

Ce coefficient est utilisé pour le calcul du coefficient de correction $\beta_{R,\downarrow}$ pour le maintien élastique effectif, lui-même nécessaire au calcul du moment fléchissant latéral $M_{fz,Sd,\downarrow}$ selon §10.1.4.1(5).

D'après §10.1.4.1(7) :



$$R_{\downarrow} = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{fz}}$$

L_a est ici, et dans toute la suite, la distance entre liernes. En cas d'absence de celles-ci, L_a est prise égale à la portée de la panne : $L_a = 9,59 \text{ m}$

Donc : $R_{\downarrow} = 10,26$

► Moment latéral $M_{fz,Sd,\downarrow}$ dans la semelle libre en travée :

Selon §10.1.4.1(5), le moment latéral $M_{fz,Sd,\downarrow}$ dans la semelle libre, compte tenu du maintien latéral élastique, peut être calculé par :

$$M_{fz,Sd,\downarrow} = \beta_{R,\downarrow} \cdot M_{0,fz,Sd,\downarrow}$$

Où :

- $M_{0,fz,Sd,\downarrow}$ est le moment fléchissant latéral initial dans la semelle libre sans maintien élastique.

- $\beta_{R,\downarrow}$ est le coefficient de correction pour le maintien élastique correctif.

Les expressions de $M_{0,fz,Sd,\downarrow}$ et $\beta_{R,\downarrow}$ sont fixées à l'aide du tableau 10.1 en fonction des conditions de rotation en plan aux extrémités du tronçon de panne considéré (tronçon isostatique, tronçon de rive, tronçon courant).

(Voir [Annexe 3](#)).

Ici, la panne étant continue sur trois appuis, c'est le deuxième cas de ce tableau qui gouverne donc on a :

$$M_{0,fz,Sd,\downarrow} = \frac{9}{128} q_{h,Fd,\downarrow} \cdot L_a^2 \qquad M_{0,fz,Sd,\downarrow} = 107,41 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_{R,\downarrow} = \frac{1 - 0,0141 R_{\downarrow}}{1 + 0,416 R_{\downarrow}} \qquad \beta_{R,\downarrow} = 0,16$$

On obtient donc :

$$M_{fz,Sd,\downarrow} = 17,44 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

► Moment latéral $M_{fz,Sd,\downarrow}$ dans la semelle libre sur appui :

Sur appui on a :

$$M_{0,fz,Sd,\downarrow} = \frac{1}{8} q_{h,Fd,\downarrow} \cdot L_a^2 \qquad M_{0,fz,Sd,\downarrow} = 190,94 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_{R,\downarrow} = \frac{1 + 0,0314 R_{\downarrow}}{1 + 0,396 R_{\downarrow}} \qquad \beta_{R,\downarrow} = 0,26$$

On obtient donc :

$$M_{fz,Sd,\downarrow} = 49,86 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

5.2.4 Vérification de résistance de la semelle supérieure (maintenue) :

Selon le § 10.1.4.1(2), le critère à vérifier pour la semelle maintenue (supérieure) est : En milieu de travée (semelle comprimée) :

Selon § 10.1.4.1(2), la vérification à effectuer est :

$$\sigma_{\max,t,Ed,s,\downarrow} = \frac{M_{y,t,Sd,\downarrow}}{W_{\text{eff},y,c}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$



On obtient ainsi:

$$\sigma_{\max,t,Ed,s,\downarrow} = 11,85 \text{ daN/mm}^2 \leq 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Sur appui (semelle tendue) :

Selon § 10.1.4.1(2), la vérification à effectuer est :

$$\sigma_{\max,a,Ed,s,\downarrow} = \frac{M_{y,a,Sd,\downarrow}}{W_{\text{eff},y,c}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

On obtient ainsi:

$$\sigma_{\max,t,Ed,s,\downarrow} = 20,13 \text{ daN/mm}^2 \leq 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

5.2.5 Vérification de résistance de la semelle inférieure (libre) :

Comme la compression latérale de la semelle libre s'effectue du côté du bord tombé, on utilisera dans les vérifications le module élastique correspondant $W_{fz,a}$.

En milieu de travée (semelle comprimée) :

Selon § 10.1.4.1(2), la vérification à effectuer est (traction prépondérante) :

$$\sigma_{\max,t,Ed,i,\downarrow} = \left| -\frac{M_{y,t,Sd,\downarrow}}{W_{\text{eff},y,t}} - \frac{M_{fz,t,Sd,\downarrow}}{W_{fz,a}} \right| \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

On obtient ainsi:

$$\sigma_{\max,t,Ed,s,\downarrow} = 12,97 \text{ daN/mm}^2 \leq 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Sur appui (semelle tendue) :

Selon § 10.1.4.1(2), la vérification à effectuer est (compression prépondérante) :

$$\sigma_{\max,a,Ed,i,\downarrow} = \frac{M_{y,a,Sd,\downarrow}}{W_{\text{eff},y,t}} + \frac{M_{fz,a,Sd,\downarrow}}{W_{fz,a}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

On obtient ainsi:

$$\sigma_{\max,t,Ed,s,\downarrow} = 25,77 \text{ daN/mm}^2 \leq 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

5.3 Résistance de la semelle libre au flambement - Application du § 10.1.4.2 :

Sous charge descendante, la semelle libre de la panne est comprimée sur appui.

5.3.1 Longueur de flambement de la semelle libre :

Selon § 10.1.4.2(3), sous charge descendante et en présence d'un effort normal de compression faible, la longueur de flambement de la semelle libre peut être calculée par :

$$l_{fz,\downarrow} = n1 L_a (1 + n2 R_{\downarrow} n3)^{n4}$$

- La distance entre liernes, ou, en cas d'absence de ces dernières, portée L de la panne.

Ici,

pas de lierne, donc : $L_a = L = 9,59 \text{ m}$

- R_{\downarrow} est calculé selon le même paragraphe par la même formule que précédemment :

$$R_{\downarrow} = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{fz}}$$



D'après le tableau 10.2, dans le cas d'une panne sans lierne :

$$l_{fz,\downarrow} = 0,526 L_a (1 + 22,8 R_{\downarrow}^{2,12})^{-0,108}$$

Rappel : $R_{\downarrow} = 10,26$

D'où : $l_{fz,\downarrow} = 2,11m$

- Elancement réduit de la semelle libre : Selon § 10.1.4.2(2) :

On calcule d'abord § 10.1.4.2(2):

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} \quad \lambda_1 = 76,95$$

L'élancement réduit est donc :

$$\bar{\lambda}_{fz,\downarrow} = \frac{l_{fz,\downarrow}}{i_{fz}\lambda_1} \quad \bar{\lambda}_{fz,\uparrow} = 0,91$$

- Coefficient de flambement :

Selon 10.1.4.2(1), on applique ici le § 6.2.1(2)P en utilisant la courbe de flambement «a» avec facteur d'imperfection de $\alpha = 0,21$.

On calcule donc :

$$\phi_{\downarrow} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{fz,\downarrow} - 0,2) + \bar{\lambda}_{fz,\downarrow}^2 \right] \quad \phi_{\uparrow} = 0,99$$

$$\chi_{\downarrow} = \frac{1}{\phi_{\downarrow} + \sqrt{\phi_{\downarrow}^2 - \bar{\lambda}_{fz,\downarrow}^2}} \quad \chi_{\uparrow} = 0,72$$

5.3.2 Vérification de la semelle inférieure (sur appui, comprimée, libre) au flambement :

La contrainte de compression ramenée par $M_{fz,a,Sd,\downarrow}$ se calcule en faisant intervenir $W_{fz,a}$ (cf. 6.3.4.1 et figure 5). Selon § 10.1.4.2(1), et en introduisant une notation de contrainte amplifiée par le flambement $\sigma_{F,a,Ed,i,\downarrow}$ dans la semelle inférieure, la condition à vérifier est :

$$\sigma_{F,a,Ed,i,\downarrow} = \frac{1}{\chi_{\downarrow}} \frac{M_{y,a,Sd,\downarrow}}{W_{eff,y,c}} + \frac{M_{fz,a,Sd,\downarrow}}{W_{fz,a}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

On obtient :

$$\sigma_{F,a,Ed,i,\uparrow} = 33,74 \text{ daN/mm}^2 < 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

5.4 Résistance de la section à l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant – Application du § 5.10 :

5.4.1 Effort tranchant maxi sur appui central

Réaction sous charges descendantes :

$$F_{sd} = \frac{5q_{Fd,\downarrow}L}{4} = 1830 \text{ daN}$$



Et ainsi l'effort tranchant en est la moitié (travées égales, chargées identiquement) :

$$V_{a,Sd,\downarrow} = \frac{F_{Sd}}{2} \qquad V_{a,Sd,\downarrow} = 915,5 \text{ daN}$$

5.4.2 Élancement d'âme relatif :

Selon § 5.8 (6), pour une âme sans raidisseur :

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \qquad \bar{\lambda}_w = 1,27 < 1,4$$

On a pris $s_w = h_w = h_d$ dans cet exemple.

5.4.3 Contrainte limite de résistance au voilement de cisaillement :

Dans le tableau 5.2 on tire la formule correspondante à une âme sans raidisseur et pour un élancement relatif inférieur à 1,4 :

$$f_{bv} = 0,48 \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} \qquad f_{bv} = 131,72 \text{ MPa}$$

5.4.4 Résistance au cisaillement :

Selon § 5.8(1), cette résistance est prise égale à la plus petite des deux valeurs :

- **Résistance au voilement de cisaillement selon 5.8(3)P :**

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w}{\sin \phi} t \frac{f_{bv}}{\gamma_{M1}} \\ V_{b,Rd} = 9060 \text{ daN}$$

ϕ étant l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport à la semelle : $\phi = 90^\circ$

- **Résistance plastique au cisaillement : (5.8(4)P)**

$$V_{pl,Rd} = \frac{h_w}{\sin \phi} t \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} \\ V_{pl,Rd} = 13898,4 \text{ daN}$$

La résistance au cisaillement est donc :

$$V_{w,Rd} = 9060 \text{ daN}$$

5.4.5 Moment résistant de la section transversale :

D'après § 5.4.1(1) pour $W_{eff} < W_{el}$, on a :

$$M_{c,Rd} = W_{eff,c} \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}} \\ M_{c,Rd} = 2916,9 \text{ daN.m}$$

5.4.6 Vérification de la résistance à l'interaction entre moment fléchissant et effort tranchant :



Rappelons que :

$$M_{y,a,Sd,\downarrow} = 1755,8 \text{ daN.m}$$

D'après 5.10(1), la vérification à faire est :

$$\Gamma_{a,MV,\downarrow} = \left[\frac{M_{y,a,Sd,\downarrow}}{M_{c,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{a,Sd,\downarrow}}{V_{w,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

On calcule :

$$\Gamma_{a,MV,\downarrow} = 0,373 \leq 1$$

5.5 Interaction entre le moment fléchissant et la réaction d'appui :

On rappelle:

$$F_{Sd} = 9060 \text{ daN}$$

$$M_{c,Rd} = 2916,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,a,Sd,\downarrow} = 1755,8 \text{ daN.m}$$

5.5.1 Résistance transversale locale de l'âme :

On détermine cette résistance en appliquant § 5.9.2. Sans vouloir trop rentrer dans les détails de cet article, on résume les résultats trouvés :

Les constantes nécessaires pour le calcul : (f_{yb} en MPa et ϕ en degrés)

$$k = f_{yb}/228 \qquad k = 1,35$$

$$k_3 = 0,7 + 0,3(\phi/90)^2 \qquad k_3 = 1,00$$

$$k_4 = 1,22 - 0,22k \qquad k_4 = 0,88$$

$$k_5 = 1,06 - 0,06 r/t \qquad k_5 = 0,95$$

r étant le rayon de raccordement entre l'âme et la semelle ; on prend ici : $r = 5 \text{ mm}$

On considère que pour l'appui central on entre dans le cadre d'une seule réaction d'appui appliquée à une distance $c > 1,5 h_w$ d'une extrémité libre :

Puisque $s_s/t = 36,23 \leq 60$, on a :

$$R_{w,Rd} = 0,1 k_3 k_4 k_5 \left(14,7 - \frac{h_w}{49,5 t} \right) \left(1 + 0,007 \frac{s_s}{t} \right) t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

On multiplie par 0,1 pour avoir la valeur en daN :

$$R_{w,Rd} = 3612, \text{ daN}$$

5.5.2 Vérification de la résistance à l'interaction entre moment fléchissant et réaction d'appui :

D'après 5.11(1), la vérification à faire est :

$$\Gamma_{a,MR,\downarrow} = \frac{1}{1,25} \left(\frac{M_{y,a,Sd,\downarrow}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Sd}}{R_{w,Rd}} \right) \leq 1$$



On a : $\Gamma_{a,MR,\downarrow} = 0,89 \leq 1$

6. Pannes sur trois appuis sans liernes – charges ascendantes :

D'après les paragraphes 10.1.3.3(2), 10.1.3.3(3) et 10.1.3.5, les vérifications suivantes sont à faire:

- Flèche sous charge d'état limite de service selon § 7 ;
- En travée : Critères de stabilité de la semelle libre selon § 10.1.4.2 ;
- Sur appui : Résistance de section transversale selon § 10.1.4.1.

6.1 Vérification de la flèche :

$$\delta_{\uparrow} = \frac{q'_{Fd,\uparrow} L^4}{185 E I_{u,eff}}$$

$$\delta_{\uparrow} = 2,14 \text{ mm}$$

Le critère de flèche :

$$\delta_{\downarrow} < \frac{L}{200}$$

Le critère de flèche est donc vérifié.

6.2 Vérifications de la résistance des sections transversales :

6.2.1 Moment maximal en travée :

$$M_{y,t,Sd,\uparrow} = \frac{9q_{Fd,\uparrow} L^2}{128}$$

$$M_{y,t,Sd,\uparrow} = 376,5 \text{ daN.m}$$

6.2.2 Moment maximal sur appui :

$$M_{y,a,Sd,\uparrow} = \frac{q_{Fd,\uparrow} L^2}{8}$$

$$M_{y,a,Sd,\uparrow} = 669,3 \text{ daN.m}$$

6.2.3 Moment latéral $M_{fz,t,Sd,\uparrow}$ dans la semelle libre:

De la même manière que pour le cas des charges descendantes, on détermine la charge fictive $q_{h,Fd,\uparrow}$. La formule de k_h change ; elle devient :

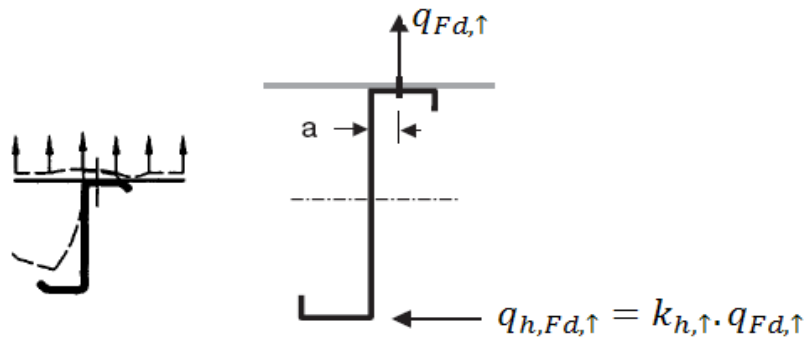
$$k_{h,\uparrow} = \frac{b^2 h t}{4 I_u} - \frac{a}{h} \qquad k_{h,\uparrow} = -0,03$$

$$q_{h,Fd,\uparrow} = |k_{h,\uparrow}| \cdot q_{Fd,\uparrow} \qquad q_{h,Fd,\uparrow} = 1,75 \text{ daN/m}$$

- si $k_{h,\uparrow} > 0$: $q_{h,Fd,\uparrow}$ a le sens indiqué à la figure ci-après et le contact panne-bac se fait du côté de l'âme de la panne,



- ▶ si $k_{h,\uparrow} < 0$: $q_{h,Fd,\uparrow}$ a le sens inverse de celui indiqué à la Figure ci après et le contact panne-bac se fait du côté du bord extérieur de semelle de la panne.



Dans notre cas, $k_{h,\uparrow} < 0$, le contact panne-bac restera identique à celui déjà vu ; par conséquent la valeur de e restera inchangée :

$$e = 140,5 \text{ mm}$$

Ainsi gardera-t-on la même valeur pour la rigidité élastique latérale :

$$K_{\uparrow} = 0,00847 \text{ Nm/mm/mm}$$

Ce qui implique une valeur identique pour le coefficient d'appui latéral élastique :

$$R_{\uparrow} = 10,26$$

Selon §10.1.4.1(5), le moment latéral $M_{fz,Sd,\downarrow}$ dans la semelle libre, compte tenu du maintien latéral élastique, peut être calculé par :

$$M_{fz,Sd,\uparrow} = \beta_{R,\downarrow} \cdot M_{0,fz,Sd,\uparrow}$$

Où :

- ✓ $M_{0,fz,Sd,\uparrow}$ est le moment fléchissant latéral initial dans la semelle libre sans maintien élastique.
- ✓ $\beta_{R,\uparrow}$ est le coefficient de correction pour le maintien élastique correctif.

Le moment fléchissant latéral initial $M_{0,fz,Sd,\uparrow}$ dans la semelle libre sans maintien élastique conserve la même expression sauf qu'on utilise $q_{h,Fd,\uparrow}$ pour l'évaluer.

En travée :

$$\beta_{R,t,\uparrow} = \frac{1 - 0,0141R_{\uparrow}}{1 + 0,416R_{\uparrow}} \qquad \beta_{R,t,\uparrow} = 0,16$$

$$M_{0,fz,t,Sd,\uparrow} = \frac{9}{128} q_{h,Fd,\uparrow} L_a^2 \qquad M_{0,fz,t,Sd,\uparrow} = 11,34 \text{ daN.m}$$

On obtient alors :

$$M_{fz,t,Sd,\uparrow} = \beta_{R,\uparrow} \cdot M_{0,fz,Sd,\uparrow} \qquad M_{fz,t,Sd,\uparrow} = 1,84 \text{ daN.m}$$

Sur appuis :



$$\beta_{R,a,\uparrow} = \frac{1 + 0,0314R_{\uparrow}}{1 + 0,396 R_{\uparrow}}$$

A.N

$$\beta_{R,a,\uparrow} = 0,26$$

$$M_{0,fz,a,Sd,\uparrow} = \frac{1}{8} q_{h,Fd,\uparrow} L_a^2$$

A.N

$$M_{0,fz,a,Sd,\uparrow} = 20,17 \text{ daN.m}$$

On obtient alors :

$$M_{fz,a,Sd,\uparrow} = \beta_{R,\uparrow} \cdot M_{0,fz,a,Sd,\uparrow}$$

$$M_{fz,a,Sd,\uparrow} = 5,27 \text{ daN.m}$$

6.2.4 Vérification de la résistance :

Comme la compression latérale de la semelle libre s'effectue du côté du bord tombé, on utilisera dans les vérifications le module élastique correspondant : $W_{fz,b}$.

Les contraintes de vérification sont pour la semelle maintenue et libre respectivement :

En travée :

$$\sigma_{max,t,Ed,s,\uparrow} = \left| -\frac{M_{y,t,Sd,\uparrow}}{W_{eff,y,t}} \right|$$

$$\sigma_{max,t,Ed,i,\uparrow} = \frac{M_{y,t,Sd,\uparrow}}{W_{eff,y,c}} + \frac{M_{fz,t,Sd,\uparrow}}{W_{fz,b}}$$

Sur appuis :

$$\sigma_{max,a,Ed,s,\uparrow} = \frac{M_{y,a,Sd,\uparrow}}{W_{eff,y,c}}$$

$$\sigma_{max,a,Ed,i,\uparrow} = \left| -\frac{M_{y,a,Sd,\uparrow}}{W_{eff,y,t}} - \frac{M_{fz,a,Sd,\uparrow}}{W_{fz,b}} \right|$$

On trouve alors :

$$\sigma_{max,t,Ed,s,\uparrow} = 4,37 \text{ daN/mm}^2 < 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{max,a,Ed,s,\uparrow} = 8,03 \text{ daN/mm}^2 < 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{max,t,Ed,i,\uparrow} = 4,77 \text{ daN/mm}^2 < 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

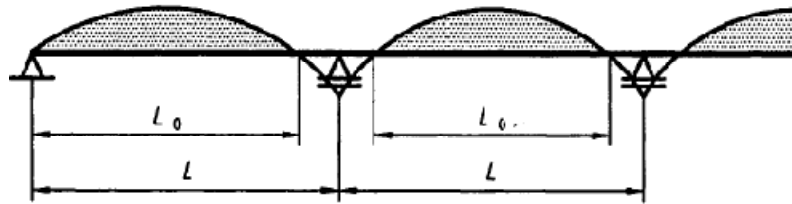
$$\sigma_{max,a,Ed,i,\uparrow} = 8,4 \text{ daN/mm}^2 < 35 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

6.3 Résistance de la semelle libre au flambement :

Comme on l'avait énoncé pour les pannes isostatiques, la longueur de flambement dans le cas d'un chargement ascendant et en absence de liernes est :

$$\ell_{fz,\uparrow} = 0,7 L_0 (1 + 13,1 R_0^{1,6})^{-0,125}$$

L_0 désigne dans cette expression la longueur de la zone comprimée sous un chargement ascendant de service $q'_{h,Fd,\uparrow}$:



Un calcul simple conduit à : $L_0 = 0,75 L$

$$L_0 = 7,19 \text{ m}$$

R_0 se déduit alors par la même formule :

$$R_0 = 3,25$$

On a alors :

$$l_{fz,\uparrow} = 2,88 \text{ m}$$

Le reste du calcul est identique :

$$\bar{\lambda}_{fz,\uparrow} = l_{fz,\uparrow} / i_{fz} \lambda_1 \quad \bar{\lambda}_{fz,\uparrow} = 1,24$$

$$\phi_{\uparrow} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{fz,\uparrow} - 0,2) + \bar{\lambda}_{fz,\uparrow}^2 \right] \quad \phi_{\uparrow} = 1,38$$

$$\chi_{\uparrow} = 1 / \left[\phi_{\uparrow} + \sqrt{\phi_{\uparrow}^2 - \bar{\lambda}_{fz,\uparrow}^2} \right] \quad \chi_{\uparrow} = 0,5$$

La vérification du flambement se fait de la même manière ; il faut en effet vérifier que :

$$\sigma_{F,t,Ed,i,\uparrow} = \frac{1}{\chi_{\uparrow}} \frac{M_{y,t,Sd,\uparrow}}{W_{eff,y,c}} + \frac{M_{fz,t,Sd,\uparrow}}{W_{fz,b}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

On obtient :

$$\sigma_{F,t,Ed,i,\uparrow} = 9,25 \text{ daN/mm}^2 < 35 \text{ daN/mm}^2$$

Une panne sur trois appuis sans liernes satisfait donc à tous les critères de stabilité exigés par la norme.

7. Dimensionnement de l'échantignole

C'est le mode de fixation le plus répandu pour ce qu'il permet un montage plus facile et donne la raideur nécessaire à l'attache vis-à-vis des efforts parallèles au versant. De plus, dans le cas des pannes minces profilées à froid, il évite le problème d'écrasement de l'âme sur appui.

L'échantignole est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement et de l'effort suivant versant. On peut disposer une seule échantignole si les charges restent modestes, comme on peut en



disposer deux de part et d'autre de la panne si les sollicitations deviennent grandes. Il peut aussi s'avérer utile de les raidir pour résister mieux aux efforts transmis.

Les pannes formées à froid sont suspendues pour éviter la compression locale de l'âme.

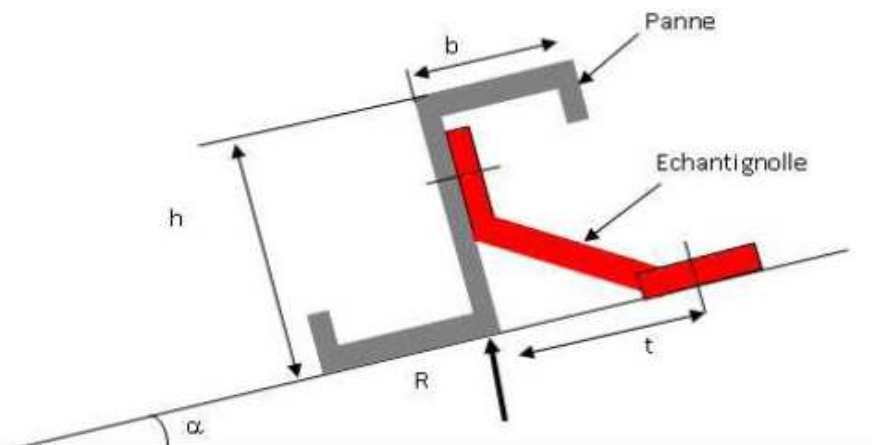


Fig 56: échantignolle

- **Pré dimensionnement :**

L'excentrement "t" est limité par la condition suivante:

$$2 \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \frac{b}{2}$$

Pour notre Zed250 :

$$b = 7,05 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = 25 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad 7,05 \text{ cm} \leq t \leq 10,57 \text{ cm}$$

On prend $t = 9 \text{ cm}$

Or l'effort tranchant repris par l'échantignolle est :

$$V_{a,Sd,l} = 915,5 \text{ daN}$$

Par suite le moment du renversement est :

$$Mr = V_{a,Sd,l} \times t = 8239,5 \text{ daN.cm}$$

- **Dimensionnement :**

Pour cela, il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{Mr}{W_{ech}} \leq \sigma_e$$

Ainsi

$$W_{ech} \geq \frac{Mr}{\sigma_e} = 3,43 \text{ cm}^3$$

$$W_{ech} = \frac{2 \times t \times e^2}{6} \quad \text{ce qui donne :} \quad e = 1,06 \text{ cm}$$

On prend $e = 1,5 \text{ cm}$



PARTIE : X

Dimensionnement des portiques (variante PRS)

Généralités

Introduction

Intérêt des Profilés Reconstitués Soudés

Calcul de la structure du portique:

Matériaux

Charges sur le portique

Dimensionnement des sections

Diagrammes des efforts

Calcul sismique

VERIFICATION AU VOILEMENT



1. Généralités

1.1 Introduction :

Un certain nombre de paramètres influent sur la conception des portiques. Les concepteurs peuvent utiliser des produits laminés, des éléments reconstitués soudés (PRS), des structures treillis, ou des structures combinant ces types d'éléments.

Parmi ces paramètres, les plus importants sont :

- la portée entre poteaux ;
- la grandeur et le type de charges appliquées (statique, dynamique dans le cas par exemple de ponts roulants etc.)
- l'aspect architectural ;
- la hauteur disponible sous jarrets ;
- le coût relatif d'une solution par rapport à une autre ;

En règle générale, on retiendra que les portiques PRS trouvent tout leur intérêt dans le cas :

- de solutions constructives très standardisées où la réduction du poids d'acier et les économies liées à une production en série permettent de compenser le surcoût de fabrication. Des systèmes constructifs « optimisés » pour des solutions courantes, font ainsi l'objet d'une compétition acharnée.
- de grandes portées où le recours aux profilés laminés n'est pas économique et pour lesquelles le choix de traverses treillis n'est pas souhaitable en raison de leur grande hauteur par exemple.
- de sollicitations importantes, où le choix de profilés laminés est, soit exclu en raison de l'importance des charges appliquées, soit rédhitoire car il conduirait à un espacement entre portiques réduit.

1.2 Intérêt des Profilés Reconstitués Soudés

1.2.1 PRS versus Profiles Laminés

Par rapport aux profilés laminés classiques, les éléments PRS permettent pour les moyennes portées d'alléger les sections en les ajustant strictement aux sollicitations. Ceci n'est évidemment pas possible avec les gammes de profilés laminés.

Ainsi, il peut être envisagé, tout en conservant un gabarit extérieur identique, de réduire la section d'âme dans les zones de faible effort tranchant, ainsi que de réduire les épaisseurs de semelles dans les zones de moments de flexion réduits. Il en résulte une réduction de poids significative au détriment cependant d'opérations de rabotage des éléments d'âme et de semelles d'épaisseurs différentes.

L'utilisation des sections PRS ou en treillis devient par ailleurs incontournable dans le cas de portées importantes et de charges lourdes pour lesquelles les profilés laminés du commerce sont inadaptés.

1.2.2 Profiles reconstitués soudés versus Poutres treillis

Par rapport aux poutres en treillis, l'utilisation des PRS est plus esthétique. Ils permettent de réduire la hauteur, conduisant de ce fait à une réduction du volume du



bâtiment. Par ailleurs la réduction du nombre d'assemblages à réaliser et leur simplicité permet, pour des portées moyennes, d'être en général plus économiques.

A contrario, la solution « treillis » permet un passage plus facile des conduites et canalisations du fait de la hauteur disponible.

2. Calcul de la structure de portique:

2.1 Matériaux :

- Béton 25MPa
- Acier béton fe500MPa
- Acier CM :
 - Profilés PRS 280 MPa
 - Boulons HR 550 MPa HR8.8

2.2 Charge sur le portique :

Le portique est sous l'effet de charges permanentes, du vent et des charges d'exploitation :

2.2.1 Charges permanentes :

En plus du poids des éléments du portique, on a les efforts suivants :

- Poids des pannes en Z :

$$G_{pannes} = 50,46 \text{ daN/m}$$

- Couverture :

$$G_{couverture} = 230,16 \text{ daN/m}$$

Ainsi

$$G = 280,62 \text{ daN/m}$$

2.2.2 Charges variables

- Poussière :

$$Q_{poussière} = 287,7 \text{ daN/m}$$

2.2.3 Effet du vent : cf. calcul du vent

La charge ramenée au m-te linéaire du portique est obtenue en multipliant par l'entraxe et par le coefficient ($c_e - c_i$) la pression dynamique.

2.2.4 Combinaisons de charges :

c) Combinaisons relatives aux calculs de résistance et de stabilité :

- $1,33 G + 1,5 Q$
- $G + 1,75 W$
- $1,33 G + 1,42(Q + W)$

d) Combinaisons relatives aux vérifications de déformation :

- $G + Q$
- $G + W$

2.3 Dimensionnement des sections :

2.3.1 La démarche suivie



Le dimensionnement des sections est principalement lié aux moments de flexion déterminés à l'issue d'un calcul élastique linéaire.

De façon à optimiser les sections, on choisit les profilés PRS dont les caractéristiques d'inertie permettent de suivre au mieux les variations du diagramme du moment de flexion ce qui peut se faire dans les zones de moments de flexion importants:

- soit en augmentant la hauteur d'âme ;
- soit en augmentant l'épaisseur des semelles ;
- soit une combinaison de ces deux possibilités ;

Pour les sections soumises à des sollicitations statiques, il est d'usage de pré dimensionner les sections en considérant que :

- les semelles résistent au moment de flexion.
- l'âme résiste à l'effort tranchant.

2.3.2 Dimensionnement des sections

Sans discuter de l'aspect architectural et esthétique, il est judicieux de concevoir les poutres PRS de hauteur plus importante que les sections laminées, de manière à minimiser les sections des semelles pour résister à un moment de flexion connu. De même, pour une section de semelle requise, il est intéressant de considérer les semelles les plus larges possibles de manière à résister de manière optimale au déversement. L'âme résiste essentiellement à l'effort tranchant et sa hauteur est choisie la plus grande possible pour minimiser le dimensionnement des semelles pour un moment de flexion donné.

Enfin pour une section donnée, l'épaisseur d'âme sera choisie aussi mince que le permet la résistance réduite au cisaillement compte tenu du phénomène de voilement.

Tout le problème pour dimensionner de manière optimale des éléments PRS consiste alors à trouver le meilleur compromis entre les dimensions extérieures des sections (hauteur - largeur) et l'élancement des parois constitutives, tout en considérant les phénomènes d'instabilité d'ensemble (maîtrisés le plus souvent par des dispositions constructives adéquates) ou locaux (raidissages nécessaires au droit de charges localisées importantes etc.)

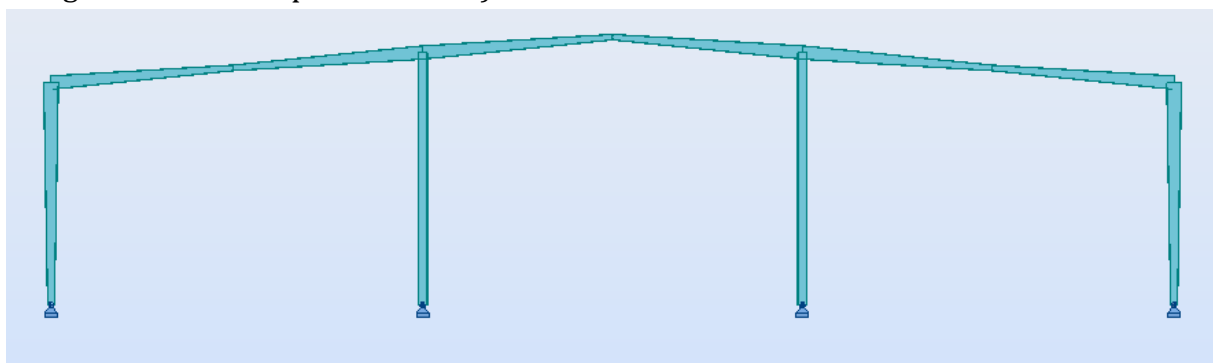


Fig. 57: le portique en PRS



2.3.3 Les sections trouvées

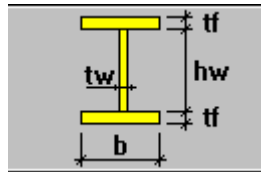


Fig.58 : description des paramètres d'une section

Traverse

Traverse		
	Origine en mm	Extrémité en mm
b	170	170
hw	250	450
tw	4	4
tf	12	12

Tableau 18: paramètres de la section de la traverse

Poteau de rive

poteau de rive		
	Origine en mm	Extrémité en mm
b	200	200
hw	300	500
tw	5	5
tf	12	12

Tableau19 : paramètres de la section du poteau de rive

Poteau central

poteau central	
	Valeur en mm
b	200
hw	350
tw	5
tf	12

Tableau 20: paramètres de la section du poteau central

2.4 Diagrammes des efforts:

2.4.1 Moment:



Fig.59 : Diagrammes des moments (PRS)

2.4.2 Effort tranchant:

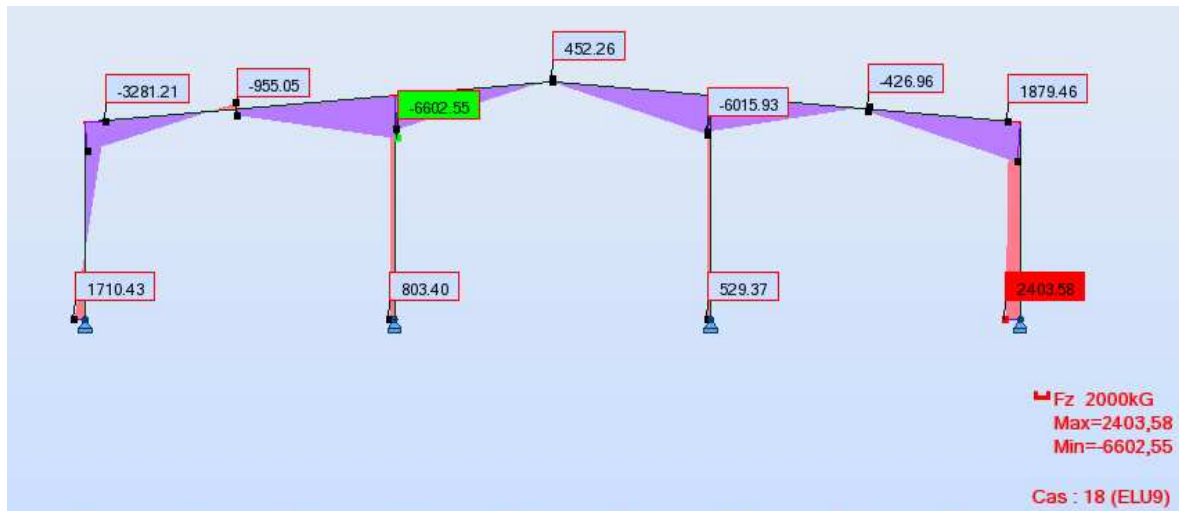


Fig.60 : Diagrammes des efforts tranchants (PRS)

2.5 Calcul sismique :

2.5.1 Analyse modale

En ce qui concerne l'effet du séisme on donne ci-dessous les résultats trouvés à l'aide de ROBOT sur l'analyse modale :



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
38/ 1	0,82	1,22	99,17	0,00
38/ 2	0,82	1,22	99,17	0,00
38/ 3	0,83	1,20	99,17	0,00
38/ 4	0,86	1,16	99,17	0,00
38/ 5	0,90	1,12	99,17	0,00
38/ 6	0,93	1,07	99,17	0,00
38/ 7	0,96	1,04	99,17	0,00
38/ 8	1,81	0,55	99,17	68,89
38/ 9	2,61	0,38	99,17	68,89
38/ 10	2,61	0,38	99,17	68,89
38/ 11	2,61	0,38	99,17	68,89
38/ 12	2,62	0,38	99,17	68,95
38/ 13	2,65	0,38	99,17	68,95
38/ 14	2,71	0,37	99,17	69,46
38/ 15	2,78	0,36	99,17	69,46
38/ 16	2,95	0,34	99,17	69,46
38/ 17	3,01	0,33	99,17	86,48
38/ 18	3,36	0,30	99,17	86,48
38/ 19	3,36	0,30	99,17	86,48
38/ 20	3,37	0,30	99,98	86,48
38/ 21	3,37	0,30	99,98	86,48
38/ 22	3,38	0,30	100,00	86,48
38/ 23	3,39	0,29	100,00	86,48
38/ 24	3,43	0,29	100,00	86,48
38/ 25	3,48	0,29	100,00	86,48
38/ 26	3,54	0,28	100,00	86,48
38/ 27	4,02	0,25	100,00	86,48
38/ 28	4,02	0,25	100,00	86,48
38/ 29	4,02	0,25	100,00	86,48
38/ 30	4,03	0,25	100,00	86,51
38/ 31	4,05	0,25	100,00	86,51
38/ 32	4,09	0,24	100,00	86,94
38/ 33	4,14	0,24	100,00	86,94
38/ 34	4,20	0,24	100,00	93,25

Tableau 21: Résultats dynamiques du calcul des portiques sur Robot-bat (PRS)

2.5.2 Déplacements

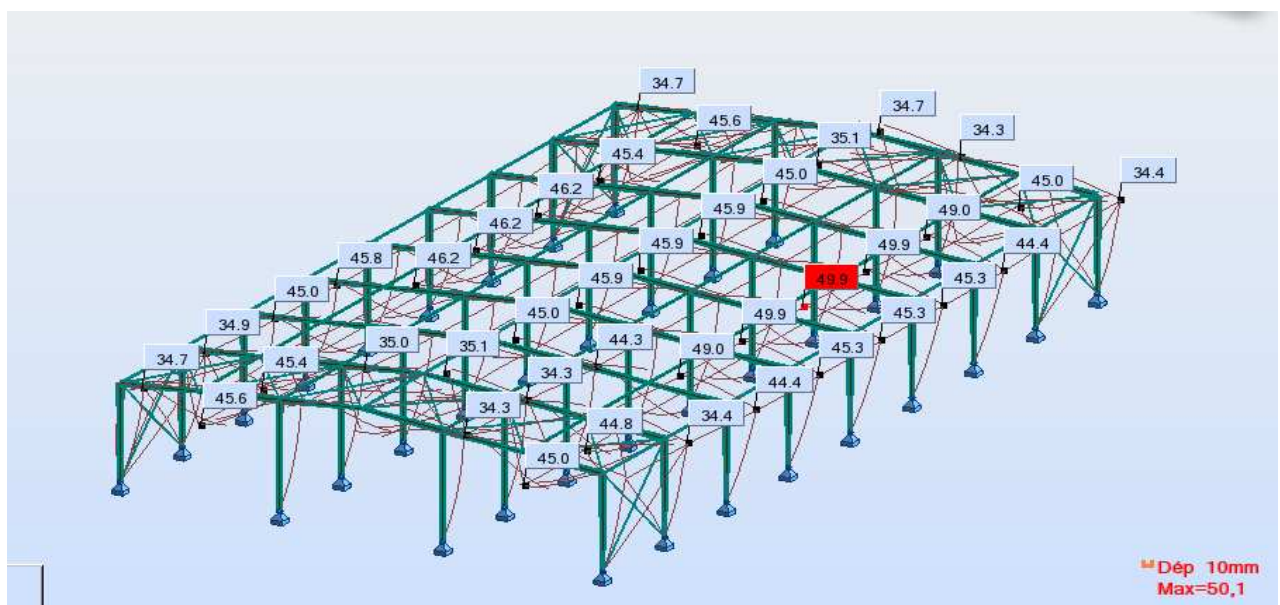


Fig.61 : déformée du portique sous la charge sismique (PRS)

**2.6 VERIFICATION AU VOILEMENT:**

Vu que l'élanement de l'âme de l'arbalétrier est relativement grand. On vérifie le voilement. Selon CM66 on doit avoir:

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq K = 0,015 \times \left(\frac{1000 \times ea}{ha}\right)^2$$

On calcul les paramètres géométriques pour chaque section dans le poteau de rive :

x	tf en mm	ea en mm	b en mm	ha en mm	I en mm ⁴	S en mm ²
0	12	5	200	300	108350640	6180
2	12	5	200	346,8	148581726	6414
4	12	5	200	393,7	195945589	6648,5
6	12	5	200	440,5	250496963	6882,5
8,54	12	5	200	500	330767973	7180

Tableau 22: calcul des paramètres géométriques des section

On obtient le tableau suivant:

x	Mx en daN.m	Tx en daN	σ en daN/mm ²	τ en daN/mm ²	$(\sigma/7)^2 + \tau^2$	K
0	0	3321,87	0	0,537519417	0,28892712	1157,40741
2	5451	2298	6,361505028	0,358278765	0,95425645	648,119251
4	9209	1453	9,251505284	0,218545537	1,79450399	390,220083
6	13338	2035	11,72746552	0,295677443	2,8942302	248,99328
8,54	18290,3	1879,66	13,82411651	0,261791086	3,96866105	150

Tableau 23: Détails du calcul au voilement

Donc d'après ce tableau il n'y a pas risque de voilement. On n'aura pas à installer des raidisseurs.

NOTES DE CALCUL (VOIR ANNEXE 4)



PARTIE : XI

Calcul des assemblages (variante PRS)

Assemblage poteau-traverse

Effort appliques a l'assemblage

Platine et boulons

Résistance au cisaillement :

Vérification de l'assemblage sous M et N

Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage

Pression diamétrale :

Vérification avec ROBOT

Assemblage traverse-traverse

Effort appliques a l'assemblage

Platine et boulons

Résistance au cisaillement :

Vérification de l'assemblage sous M et N

Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage

Pression diamétrale

Assemblage du poteau central avec les deux traverses

Platine et boulons

Vérification avec ROBOT



1. Assemblage poteau-traverse

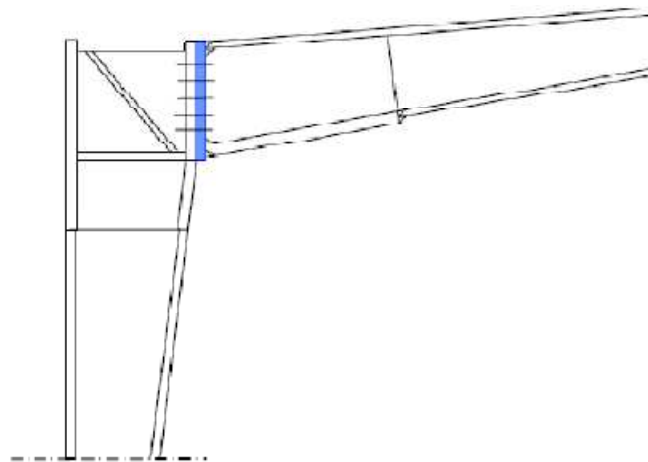


Fig.62 : Assemblage poteau-traverse

1.1 Effort appliqués à l'assemblage :

Au niveau de l'assemblage traverse- poteau, on a les efforts maximums suivants :

-Un moment fléchissant $M = 10243,66 daN$

-Un effort normal $N = 2365,69 daN$

-Un effort tranchant $Q = 21,45 daN$

1.2 Platine et boulons:

-Platine :

-d'épaisseur $e_p = 20 \text{ mm}$

- de section $646*200 \text{ mm}^2$

-boulons :

- 12 boulons HR2 d'appellation HR 8.8 de diamètre $\Phi 16$

-La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 64 daN/mm^2$

-La contrainte de rupture $\sigma_r = 80 daN/mm^2$

-L'effort P_v de précontrainte dans les boulons se calcul en prenant en compte les pertes de tension évaluées forfaitairement à 20% :

$$P_v = 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$$

$$P_v = 8038,4 daN$$

1.3 Résistance au cisaillement :

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculé comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f = 2652,67 daN$$

On a

$$Q/n = 197,14 daN < 2652,67 daN$$

ratio = 0,007 !!

1.4 Vérification de l'assemblage sous M et N



On calcule tout d'abord la position de l'axe neutre qui délimite la partie tendue. D'après la NF P 22-460, on a :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} \quad x = 78,23 \text{ mm}$$

Moment extérieur appliqué à l'assemblage :

$$M_e = M + N h' \frac{b e_s}{A}$$

$$M_e = 10247,48 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant de l'assemblage s'obtient par la somme des produits des efforts N_i dans les boulons par la distance de chaque boulon à la face intérieur de la semelle comprimée:

$$M_{rés} = \sum N_i d_i$$

D'après la même norme le moment résistant doit être tel que : $M_{rés} \geq M_e$

En exploitant la linéarité du diagramme des contraintes normales dans la section, on obtient une formule de l'effort de traction dans chaque boulon (le 1/2 veut dire qu'on raisonne avec deux colonnes de boulons):

$$N_i = \frac{1}{2} \frac{M_e d_i}{\sum d_i^2}$$

noeuds	di (mm)	di ² (mm ²)	Ni(daN)
1	550	302500	3955
2	450	202500	3236
3	350	122500	2517
4	250	62500	1798
5	150	22500	1079
	somme	712500	25169

Tableau24 : le calcul des Ni pour l'assemblage P-T

La vérification consiste à ne pas dépasser la valeur de l'effort de précontrainte dans chaque boulon ; ce qui revient à l'effectuer pour le boulon le plus éloigné de la semelle comprimée. On a en effet :

$$N_1 = 3955 \text{ daN} \leq P_v$$

$$\text{ratio} = 0,49 !!$$

1.5 Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage :

L'aire de la section comprimée est donnée par le tableau 3 de la norme

$$A_c = e_s (b + \sqrt{b e_a})$$

$$A_c = 2352,92 \text{ mm}^2$$

Puisqu'on ne néglige pas l'effort normal dans l'assemblage, l'effort de compression admissible est donné par :

$$N_{c \text{ adm}} = A_c \cdot \sigma_e - \frac{N \cdot A_c}{A}$$



$$N_{c\text{ adm}} = 150577,94 \text{ daN}$$

On doit donc vérifier :

$$\sum N_i \leq N_{c\text{ adm}}$$

On a en effet :

$$\sum N_i = 25169 \text{ daN} \leq N_{c\text{ adm}} \quad \text{ratio} = 0,44!!$$

1.6 Pression diamétrale :

Le fonctionnement en « obstacle » des boulons HR n'est pas le mode de travail pour lequel ils sont conçus ; on en tient compte par contre pour prévenir l'épuisement de la résistance au frottement. On doit alors vérifier que la pression diamétrale n'excède pas quatre fois la limite d'élasticité de l'acier de la pièce assemblée :

$$\frac{Q_1}{d e} \leq 4 \sigma_e$$

On a en effet :

$$Q_1/d e = 0,61 \text{ daN.m} \leq 4 \sigma_e$$

$$\text{Ratio} = 0,006!!$$

1.7 Vérification avec ROBOT

Lorsqu'on a fait la vérification avec ROBOT, il nous a recommandé d'ajouter un renfort additionnel de l'âme du poteau.

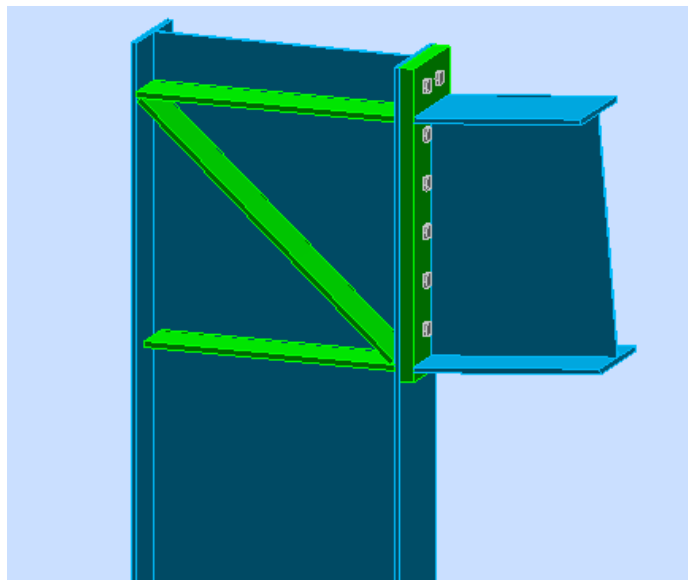


Fig. 63: Assemblage poteau-traverse avec un renfort additionnel



2. Assemblage traverse-traverse

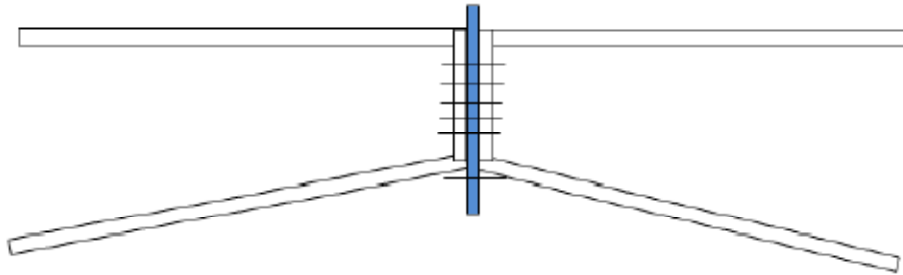


Fig.64 : Assemblage traverse-traverse

N.B :le calcul est similaire a ce qui précède.

2.1 Effort appliques a l'assemblage :

Au niveau de l'assemblage traverse- poteau, on a les efforts maximums suivants :

-Un moment fléchissant $M=4345,71 \text{ daN}$

-Un effort normal $N=1229,18 \text{ daN}$

-Un effort tranchant $Q=200,69 \text{ daN}$

2.2 Platine et boulons:

-Platine :

-d'épaisseur $e_p = 20 \text{ mm}$

- de section $294*200 \text{ mm}^2$

-boulons :

- 6 boulons HR2 d'appellation HR 8.8 de diamètre $\Phi 16$

-La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 64 \text{ daN/mm}^2$

-La contrainte de rupture $\sigma_r = 80 \text{ daN/mm}^2$

-L'effort P_v de précontrainte dans les boulons se calcul en prenant en compte les pertes de tension évaluées forfaitairement à 20% :

$$P_v = 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$$

$$P_v = 8038,4 \text{ daN}$$

2.3 Résistance au cisaillement :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f = 2652 \text{ daN}$$

On a

$$Q/n = 33,44 \text{ daN} < 2652 \text{ daN} \quad \text{verifié}$$

$$\text{ratio} = 0,01!!$$

2.4 Vérification de l'assemblage sous M et N

On a



$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} \quad x = 78,23 \text{ mm}$$

Moment extérieur appliqué à l'assemblage :

$$M_e = M + N h' \frac{b e_s}{A}$$

$$M_e = 4463,18 \text{ daN.m}$$

Et on a

noeuds	di (mm)	di ² (mm ²)	Ni(daN)
1	242	58564	7106,98
2	132	17424	3876,53
	somme	75988	21967,05

Tableau25 : le calcul des Ni pour l'assemblage T-T

Ainsi :

$$N_1 = 7106,98 \text{ daN} \leq P_v$$

$$\text{ratio} = 0,88 !!$$

2.5 Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage :

On a :

$$A_c = e_s (b + \sqrt{b e_a})$$

$$A_c = 2352,9 \text{ mm}^2$$

l'effort de compression admissible est donné par :

$$N_{c \text{ adm}} = A_c \cdot \sigma_e - \frac{N \cdot A_c}{A}$$

$$N_{c \text{ adm}} = 55900,8 \text{ daN}$$

On doit donc vérifier :

$$\sum N_i \leq N_{c \text{ adm}}$$

On a en effet :

$$\sum N_i = 21967 \text{ daN} \leq N_{c \text{ adm}} \quad \text{ratio} = 0,39!!$$

2.6 Pression diamétrale :

On a :

$$\frac{Q_1}{d e} \leq 4 \sigma_e$$

Ainsi :

$$Q_1/d e = 0,1 \text{ daN.m} \leq 4 \sigma_e$$

$$\text{Ratio} = 0,0011 !!$$



3. Assemblage du poteau central avec les deux traverses

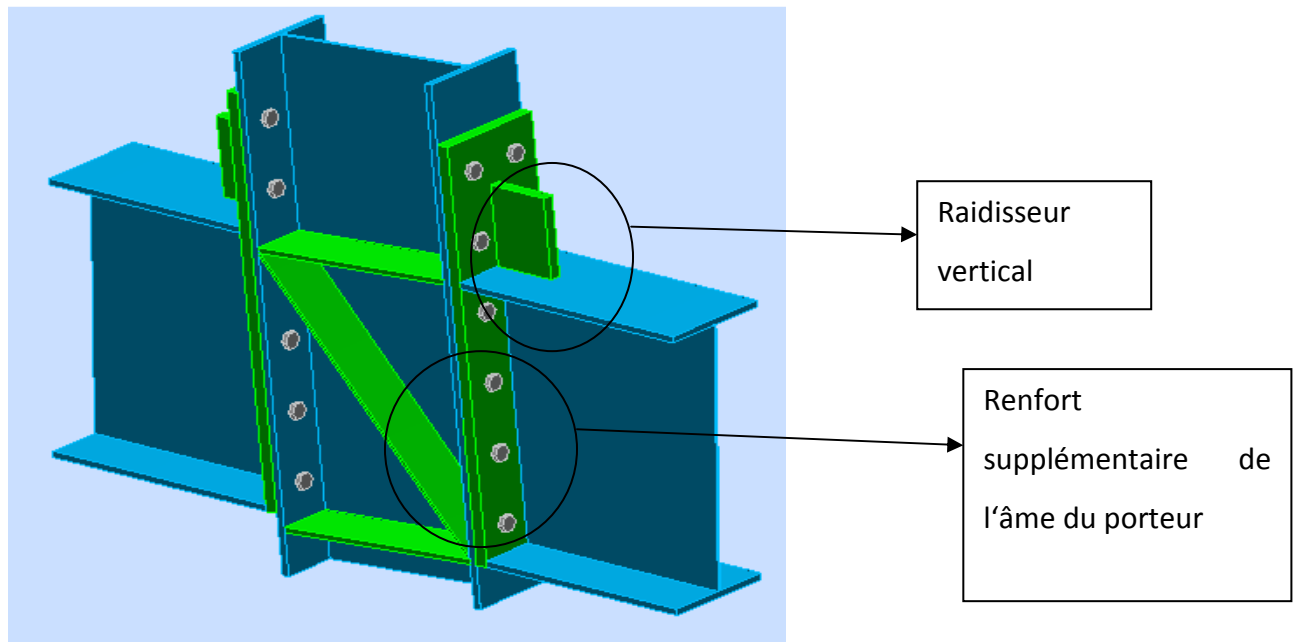


Fig.65 : Assemblage du poteau central avec des raidisseurs

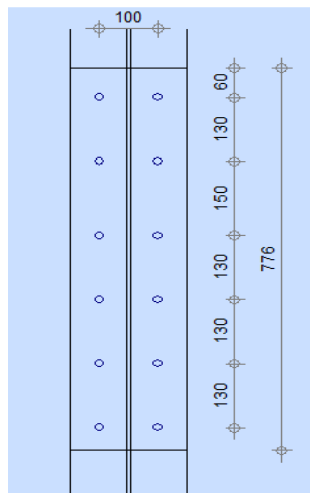


Fig.66: dimensions et paramètres de calcul du poteau central

3.1 Platine et boulons:

-Platine :

- d'épaisseur $e_p = 20$ mm
- de section 776×200 mm²

-boulons :

- 24 boulons HR2 d'appellation HR 8.8 de diamètre $\Phi 16$
- La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 64$ daN/mm²
- La contrainte de rupture $\sigma_r = 80$ daN/mm²

3.2 Vérification avec ROBOT

On fait le calcul avec le logiciel ROBOT et on trouve que cette assemblage est vérifiée selon la norme CM66 avec :

ratio = 0,95 !!



PARTIE : XII

Calcul des fondations de la 2^{ème} variante

Calcul du pied du poteau de rive

Assemblage du pied de poteau de rive

Calcul de la fondation

Calcul du pied du poteau central

Assemblage du pied du poteau central (HEA 280)

Calcul de la fondation



1. Calcul du pied poteau de rive

1.1 Assemblage de pieds de poteau de rive :

Pour le calcul des pieds des poteaux de la variante PRS, on utilise le logiciel ROBOT. Voir (Annexe 5).

1.2 Calcul de la fondation :

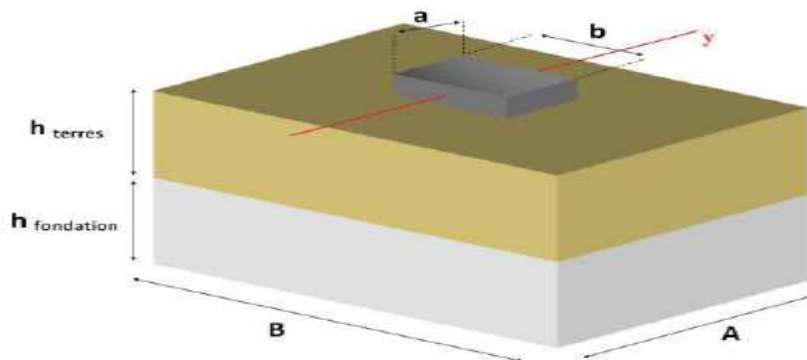
Les fondations assurent la transmission des efforts entre la structure métallique et l'infrastructure en béton armé.

1.2.1 Charges appliquées à la fondation :

- A l'ELU
 - Effort normal : $N = 1084,21 daN$
 - Effort tranchant : $T = 3342,79 daN$
- A l'ELS
 - Effort normal : $N = 660 daN$
 - Effort tranchant : $T = 1753,51 daN$

1.2.2 Hypothèse de calcul :

- $\sigma(sol) = 2 bars.$
- $\sigma_b = 25 MPa.$
- $f_e = 500 MPa.$



Les dimensions de la fondation doivent vérifier en premier lieu les deux conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{A} = \frac{a}{b} \\ \frac{N}{AB} < \sigma_{sol} \end{array} \right.$$

Alors on prend les valeurs suivantes:



a	0,75m
b	0,85m
B	2,5m
A	2m
h_{terre}	0,5m
h_{fondation}	0.5m

Tableau 26: Dimensions de la fondation sous le poteau de rive en PRS

1.2.3 Vérification de la portance :

En considérant les dimensions de la semelle élaborées dans le paragraphe précédent on a :

Le poids propre de la fondation est égal :

$$2,5 \times (a \times b \times ht + A \times B \times hf) = 7,04T$$

Le poids propre des terres surmontant la semelle est :

$$1,8 \times ht \times (A \times B - a \times b) = 3,92T$$

Donc :

$$G_0 = 3,92 + 7,04 = 10,96T$$

Ainsi l'effort normal total est :

$$N_t = N + G_0 = 12,04T$$

Le moment total en bas de la semelle vaut :

$$M_t = T(h_t + h_f) = 3,34T.m$$

Le moment M_t est équivalent à un effort normal d'excentricité e :

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{3,34}{12,04} = 277,4mm$$

N_t tombe à l'intérieur du noyau central puisque :

$$e < \frac{B}{6} = 417mm$$

La semelle est donc entièrement comprimée.

D'où, la contrainte sous la semelle vaut :

$$\sigma = \frac{N_t}{A.B} \left(1 + \frac{3.e}{B} \right) = 4,26T/m^2 = 0,426 bars < \sigma_{sol} = 2 bars$$

La contrainte du sol sous la semelle est vérifiée.

1.2.4 Vérification de non glissement de la semelle :



Il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante générale des forces extérieures par rapport à la normale au plan de contact de la semelle avec le sol reste dans le cône de glissement. C'est-à-dire :

$$\frac{T}{N_t} = 0,277 < 0,35$$

Ainsi le non glissement est vérifié.

1.2.5 Calcul des armatures :

Pour le calcul des armatures on utilise les combinaisons en ELU donc on recalcule N_t et on trouve :

$$N_t = 15,9T$$

Ainsi le nouvel excentrement devient : $e = 210 \text{ mm}$

Armatures parallèles à la dimension B :

Les contraintes maximales et minimales valent :

$$NM = \frac{N_t}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \qquad Nm = \frac{N_t}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

A.N : $NM=9,56t$ $Nm=3,15t$

La contrainte du sol à la verticale du nu du poteau vaut :

$$N1 = NM - (NM - Nm) \frac{B - b}{2B}$$

A.N : $N1=7,45t$

Le moment au nu du poteau vaut :

$$M = (2NM + N1) \frac{(B - b)^2}{2B}$$

A.N : $M=14,5t.m$

La section d'acier est :

$$A_s = \frac{M \gamma_s}{0,9d f_e}$$

Avec $d = h \text{ fondation} - 0,04m = 0,46m$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } f_e = 500 \text{ MPa}$$

A.N : $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

Donc on utilise **8 barres de HA12** avec un espacement de **23 cm**.

Armatures parallèles à la dimension A :

Les armatures A_a , parallèles au côté A, auront donc pour valeur :

$$A_s = \frac{N_t(A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = 1,24 \text{ cm}^2$$



Donc on utilise **7 barres de HA8** avec un espacement de **32 cm**.

2. Calcul du pied de poteau central

2.1 Assemblage du pied de poteau central :

(Voir [Annexe 6](#)).

2.2 Calcul de la fondation

2.2.1 Charges appliquées à la fondation :

- A l'ELU
 - Effort normal : $N = 13037,27 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $T = 147,64 \text{ daN}$
- A l'ELS
 - Effort normal : $N = 9239,26 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $T = 104,63 \text{ daN}$

On prend les valeurs suivantes:

a	0,75m
b	0,85m
B	2,5m
A	2m
H_{terre}	0,5m
H_{fondation}	0.5m

Tableau 27: Dimensions de la fondation sous le poteau central en PRS

2.2.2 Vérification de la portance :

Le poids propre de la fondation est égal :

$$2,5 \times (a \times b \times ht + A \times B \times hf) = 7,04T$$

Le poids propre des terres surmontant la semelle est :

$$1,8 \times ht \times (A \times B - a \times b) = 3,93 T$$

Donc :

$$G_0 = 7,04 + 3,93 = 10,97 T$$

Ainsi l'effort normal total est :

$$N_t = N + G_0 = 20,21T$$

Le moment total en bas de la semelle vaut :

$$M_t = T(h_t + h_f) = 0,104T.m$$



Le moment M_t est équivalent à un effort normal d'excentricité e :

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{0,104}{20,21} = 5,14\text{mm}$$

N_t tombe à l'intérieur du noyau central puisque :

$$e < \frac{B}{6} = 417\text{mm}$$

La semelle est donc entièrement comprimée.

D'où, la contrainte sous la semelle vaut :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{B} \right) = 4,06T = 0,406 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

La contrainte du sol sous la semelle est vérifiée.

2.2.3 Vérification de non glissement de la semelle :

On a :

$$\frac{T}{N_t} = 0,005 < 0,35$$

Ainsi le non glissement est vérifié.

2.2.4 Calcul des armatures :

Pour le calcul des armatures on utilise les combinaisons en ELU donc on recalcule N_t et on trouve :

$$N_t = 27,85T$$

Ainsi le nouvel excentrement devient : $e = 0,005m$

Armatures parallèles à la dimension B :

Les contraintes maximales et minimales valent :

$$NM = \frac{N_t}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \qquad Nm = \frac{N_t}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

A.N : $NM=11,28t$ $Nm=11t$

La contrainte du sol à la verticale du nu du poteau vaut :

$$N1 = NM - (NM - Nm) \frac{B - b}{2B}$$

A.N : $N1=11,19t$

Le moment au nu du poteau vaut :

$$M = (2NM + N1) \frac{(B - b)^2}{2B}$$

A.N : $M=18,38t.m$



La section d'acier est :

$$A_s = \frac{M\gamma_s}{0,9dfe}$$

Avec $d = h_{\text{fondation}} - 0,04m = 0,46m$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } Fe = 500MPa$$

A.N :

$$A_s = 10,209cm^2$$

Donc on utilise **7 barres de HA14** avec un espacement de **25 cm**.

Armatures parallèles à la dimension A :

Les armatures A_a , parallèles au côté A, auront donc pour valeur :

$$A_s = \frac{N_t(A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = 2,18cm^2$$

Donc on utilise **7 barres de HA8** avec un espacement de **32 cm**.



PARTIE : XIII

Comparaison des 2 variantes

Comparaison des masses des 2 variantes

Comparaison du coût des 2 variantes

Calcul du coût

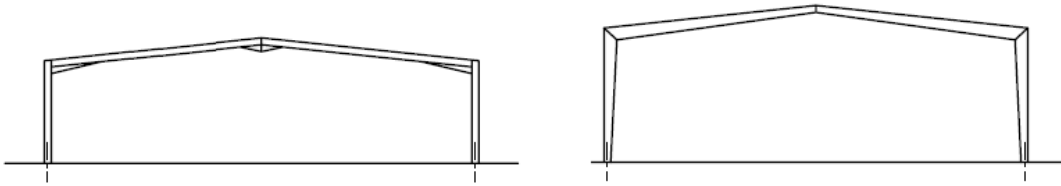
Calcul du coût de la 1^{ère} variante

Calcul du coût de la 2^{ème} variante

Conclusion



1. Comparaison des masses des 2 variantes



Lorsqu'on utilise le PRS on peut bénéficier de plusieurs avantages :

- Franchissement de grandes portées.
- Alléger les sections
- Réduction des poids
- Importance de charges appliquées
- Moins d'assemblages et de mains d'œuvre
- Aspect esthétique

éléments	1ère variante : Profilé standard		2ème variante: PRS et pannes en Z			% de réduction du poids
		Masse par mètre en kg/m		section en m ²	Masse par mètre en kg/m	
pannes	IPE180	18,8	Z 250/2,8	0,0012404	9,7	48%
poteaux centraux	HEA280	76,4	PRS	0,00655	51,4	33%
poteaux de rive	IPE450	77,6	PRS	0,0068	53,4	31%
Traverses	IPE330	49,1	PRS	0,00548	43	12%

Tableau 28: Masses par mètre des différents éléments des 2 variantes

A partir du tableau ci dessus on constate qu'il y a une réduction importante du poids, donc la variante du PRS est plus légère et aussi plus économique.



2. Comparaison du coût des deux variantes

2.1 Calcul du coût :

Le métré de la charpente consiste dans le calcul du poids de toutes les pièces à l'aide du poids unitaire des profils courants. Il est nécessaire d'attirer l'attention sur la présence dans une charpente d'une quantité très appréciable de pièces secondaires qui échappent aux calculs et qu'ils convient de faire figurer dans l'avant métré : il s'agit, en l'occurrence, des goussets boulons et équerres d'assemblage, des plaques d'assises des poteaux, des barres de contreventements, liens de pannes et raidisseurs .Le poids total de ces pièces peut atteindre 10% du poids total de la charpente.

2.2 Calcul du coût de la 1ère variante :

2.2.1 L'acier :

A l'aide de robot millenium on a pu établir un tonnage qui concerne la charpente de notre structure.

TYPE	Longueur (m)	poids unitaire (kg/m)	poids total (kg)
IPE 180	1784,49	18,81	33566
IPE 330	390,06	49,16	19175
IPE 450	153,72	77,6	11929
HEA220	57	50,53	2880
HEA 140	134,26	24,67	3312
HEA 280	174,6	76,38	13336
CAE 70*7	391,07	7,38	2886
Jarrets	-	-	1941
Totaux nets			89026
Assemblages et pièces secondaires 10%			8903
total acier			97928

Tableau 29: Détails du poids de l'acier de la 1ère variante



2.2.2 La couverture :

La surface à couvrir est de : $S = 43,87 \times 76,75 = 367 \text{ m}^2$

Le type de couverture choisi est un bac en acier nervuré type NERVERSCO, le coût du mètre carré (y compris isolant + étanchéité) est de : **400 dhs/m²**.

Le coût de la couverture est : **1 346 809 dhs**

2.2.3 Les fondations :

Poteaux centraux :

-Volume du béton total :

$$Vb = (A * B * hf + a * b * ht) * \text{nombre des semelles} = 45,7 \text{ m}^3$$

-Quantités d'acier :

En prenant un ratio d'acier de **20 kg/m³**

On trouve une quantité moyenne d'aciers = **913 kg**

Pour les poteaux de rive :

-Volume du béton total :

$$Vb = (A * B * hf + a * b * ht) * \text{nombre des semelles} = 62 \text{ m}^3$$

-Quantités d'acier :

En prenant un ratio d'acier de **20 kg/m³**

On trouve une quantité moyenne d'aciers = **1240 kg**

2.2.4 Les réservations pour massif :

Le coût des réservations est de **400 dhs** et on a une réservation par semelle.

**2.2.5 Conclusion :**

DESIGNATION	UNITE	QTE	P.U(DH)	TOTAL
1 /Charpente métallique (main d'œuvre comprise)				
Charpente principale	kg	89026	16	1 424 412
Boulons équerres, platines, goussets, raidisseurs	kg	8903	16	142 441
			total charpente	1 566 853
2/Couverture (main d'œuvre comprise)				
Couverture en plaques NERVESCO	m2	3367	400	1 346 809
			total couverture	1 346 809
3/Fondation (main d'œuvre comprise)				
Evacuation des déblais	m3	191	40	7 650
Mise en remblai	m3	84	40	3 343
Béton pour massifs-fûts des massifs	m3	108	1 200	129 222
Armatures en acier TOR pour BA en fondation	kg	2 154	13	27 998
Réservation	U	36	400	14 400
			total fondation	182 613
4/Mur (main d'œuvre comprise)				
Béton pour raidisseur	m3	12	1 200	14 400
Armature du raidisseur	kg	240	13	3 120
Agglos de 20 + chainage	m2	2 135	170	362 950
Enduit	m2	4 270	70	298 900
			total mur	679 370
TOTAL			3 775 645	

Tableau 30: Coût détaillé de la 1^{ère} variante**2.3 Calcul du coût de la 2^{ème} variante****2.3.1 L'acier :**

A l'aide de robot millenium on a pu établir un tonnage qui concerne la charpente de notre structure.



TYPE	Longueur (m)	poids unitaire (kg/m)	poids total (kg)
Panne en Z	1784,49	9,73	17363
Traverse	390,06	43,02	16780
Poteau de rive	153,72	53,38	8206
Poteau central	174,6	51,41	8976
HEA220	57	50,53	2880
HEA 140	134,26	24,67	3312
CAE 70*7	391,07	7,38	2886
Totaux nets			60404
Assemblages et pièces secondaires 10%			6040
total acier			66444

Tableau 31: Détails du poids de l'acier de la 2^{ème} variante

2.3.2 La couverture :

La surface à couvrir est de : $S = 43,87 \times 76,75 = 367 \text{ m}^2$

Le type de couverture choisi est un bac en acier nervuré type NERVERSCO dont le coût du mètre carré (y compris isolant + étanchéité) est de : **400 dhs/m²**.

Le coût de la couverture est : **1 346 809 dhs**

2.3.3 Les fondations :

-Volume du béton total :

$$Vb = (A * B * hf + a * b * ht) * \text{nombre des semelles} = 101\text{m}^3$$

-Quantités d'acier :

En prenant un ratio d'acier de **20 kg/m³**

On trouve une quantité moyenne d'aciers = **2020 kg**

2.3.4 Les réservations pour massif :

Le coût des réservations est de **400 dhs** et on a une réservation par semelle.

**2.3.5 Conclusion :**

DESIGNATION	UNITE	QTE	P.U(DH)	TOTAL
1/ Charpente métallique (main d'œuvre comprise)				
Charpente principale	kg	60404	18	1 087 267
Boulons équerres, platines, goussets, raidisseurs	kg	6040	16	96 646
			total charpente	1 183 913
2/Couverture (main d'œuvre comprise)				
Couverture en plaques NERVESCO	m2	3367	400	1 346 809
			total couverture	1 346 809
3/Fondation (main d'œuvre comprise)				
Evacuation des déblais	m3	180	40	7 200
Mise en remblai	m3	79	40	3 160
Béton pour massifs-futs des massifs	m3	101	1 200	121 200
Armature en acier TOR pour BA en fondation	kg	2 020	13	26 260
Réservation	U	36	400	14 400
			total fondation	172 220
4/Mur (main d'œuvre comprise)				
Béton pour raidisseur	m3	12	1 200	14 400
Armature du raidisseur	kg	240	13	3 120
Agglos de 20 + chaînage	m2	2 135	170	362 950
Enduit	m2	4 270	70	298 900
			total mur	679 370
TOTAL			3 382 312	

Tableau 32: Coût détaillé de la 2^{ème} variante**2.4 Conclusion :**

En conclusion, grâce à la variante « profilés reconstitués soudés (PRS) » avec des pannes en Zed, on va économiser à peu près **400 000 DH !!** Or comme on a déjà énoncé au début de ce rapport il s'agit de construire 10 hangars semblables donc en réalité on va économiser environ **4 millions de dirhams !!**



Conclusion

Dans tout projet, la conception est la phase la plus déterminante du coût. Le choix entre les différentes variantes possibles doit prendre en considération l'exigence clientèle, l'aspect architectural et les contraintes naturelles.

Dans notre projet, le souci du coût nous a conduit à la conception d'une structure utilisant le moins de portiques possibles, ce qui nous a donné un entraxe plus grand. Ainsi pour réduire le poids de la structure, pour les pannes nous avons opté pour les profilés laminés à froid qui ont donné des résultats satisfaisants et intéressants. En effet, en comparaison avec les profilés standards, ces profilés sont plus légers de plus de 48%, ce qui encourage leur utilisation.

Pour les portiques, le PRS était la solution la plus économique et la plus rentable comme le montre l'estimation du prix établie précédemment.

Ce projet nous a permis d'aborder les phénomènes d'instabilité qui affectent les éléments de la structure, ces phénomènes qui limitent l'utilisation de la contrainte caractéristique du matériau et qui doit être pris en considération dans le calcul pour éviter la ruine de la structure. En outre, nous avons eu l'occasion de manipuler le logiciel ROBOTBAT, qui est un outil indispensable pour le dimensionnement, qui facilite la modélisation de la structure pour le calcul du séisme et les différents autres cas de charges permettant ainsi d'avoir les déplacements, les efforts et les contraintes.

Ainsi nous avons acquis un minimum de connaissances dans le domaine de la construction des bâtiments industriels, cependant nous espérons pouvoir tirer le maximum du savoir faire, au cours de notre carrière d'ingénieur, que ce soit dans ce domaine ou dans tout autre domaine du génie civil.

Bref, c'était un stage d'apprentissage, d'affirmation, et de confirmation.

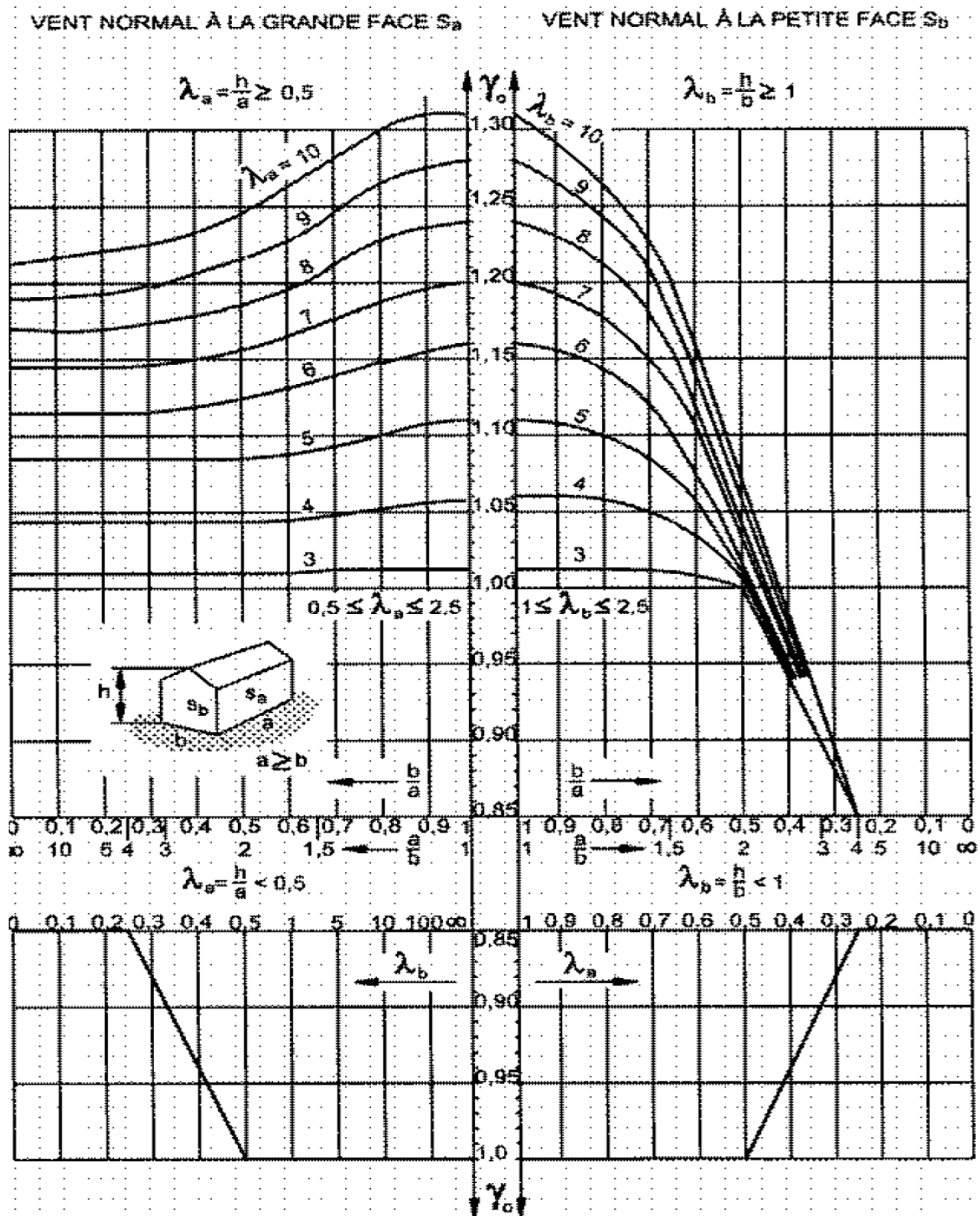


Bibliographie

- Règles de calcul des constructions en acier (Règles CM66)
- Eurocode 3
- Règles Neige et Vent 65 (NV65)
- Revue de la construction métallique
- Conception et calcul des structures métalliques (JEAN MOREL).
- Notes de cours de Mr NIAZI
- [www .accessteel .com](http://www.accessteel.com)
- www.steelbizfrance.com
- www.cticm.com

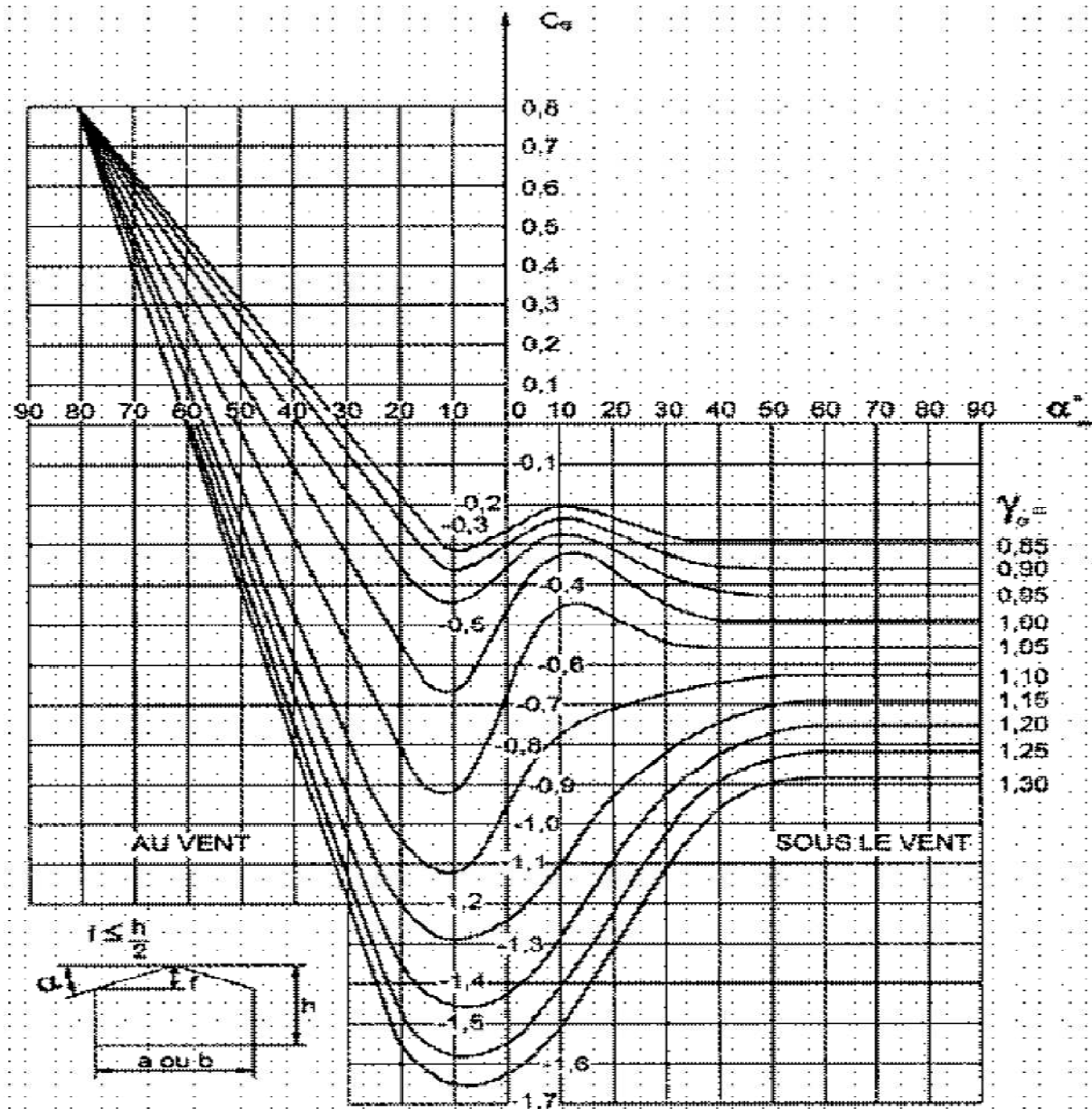


Annexe 1 : Diagramme du coefficient γ_0 .





Annexe 2: Toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient c_e



Annexe 3 : Valeurs du moment initial $M_{0,fz,Sd}$ et coefficient de correction β_R
Tableau 10.1 : Valeurs du moment initial $M_{0,fz,Sd}$ et coefficient de correction β_R

Système	Section	$M_{0,fz,Sd}$	β_R
	m	$\frac{1}{8} q_{h,Fd} L_a^2$	$\beta_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
	m	$\frac{9}{128} q_{h,Fd} L_a^2$	$\beta_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	e	$-\frac{1}{8} q_{h,Fd} L_a^2$	$\beta_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
	m	$\frac{1}{24} q_{h,Fd} L_a^2$	$\beta_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	e	$-\frac{1}{12} q_{h,Fd} L_a^2$	$\beta_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$

**Annexe 4** : Notes de calcul du portique en PRS.**Poteau de rive :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1 Poteaurderive1_1 POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00 L = 8.54 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 20 ELU11 (7+4)*1.42+9*1.33

MATERIAU :

ACIER fy = 28.00 daN/mm²

PARAMETRES DE LA SECTION : poteau de rive en prs

ht=524.0 mm

bf=200.0 mm

ea=5.0 mm

es=12.0 mm

Ay=4800.00 mm²Iy=366713735.27 mm⁴Wely=1399670.77 mm³Az=2500.00 mm²Iz=16005207.73 mm⁴Welz=160052.07 mm³Ax=7300.00 mm²Ix=242389.72 mm⁴

CONTRAINTES :

SigN = 6266.93/7300.00 = 0.84 daN/mm²SigFy = 17518.07/1399670.77 = 12.27 daN/mm²

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_inf=8.54 m

B=1.00

C=1.88

D=1.39

kD=1.71

Sig D=2.68 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=8.54 m

Lfy=20.53 m

Lambda y=111.53

Muy=19.79

kly=1.02

kFy=1.08



en z :

Lz=8.54 m

Lfz=8.54 m

Lambda z=176.03

Muz=7.94

k1z=1.05

FORMULES DE VERIFICATION :

 $k1 * SigN + kD * kFy * SigFy = 1.05 * 0.84 + 1.71 * 1.08 * 12.27 = 23.59 < 28.00 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$ $1.54 * Tauz = |1.54 * -0.70| = |-1.08| < 28.00 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

vx = 47.3 mm < vx max = L/150.00 = 56.9 mm

Vérfié

Cas de charge décisif : 35 ELS5 (4+9)*1.00

Profil correct !!!

**Poteau central :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME : *CM66*TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : *3 Poteaurcentral1_3* POINT : *3*COORDONNEE : *x = 1.00 L = 9.70 m*

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 18 ELU9 (7+2)*1.42+9*1.33

MATERIAU :

ACIER $f_y = 28.00$ daN/mm²

PARAMETRES DE LA SECTION : poteau-central en prs

ht=374.0 mm

bf=200.0 mm

ea=5.0 mm

es=12.0 mm

Ay=4800.00 mm²Iy=175174983.33 mm⁴Wely=936764.62 mm³Az=1750.00 mm²Iz=16003645.83 mm⁴Welz=160036.46 mm³Ax=6550.00 mm²Ix=236139.73 mm⁴

CONTRAINTES :

SigN = 11758.81/6550.00 = 1.76 daN/mm²SigFy = 7765.05/936764.62 = 8.13 daN/mm²

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

lD_sup=9.70 m

B=1.00

C=1.88

D=1.60

kD=1.84

Sig D=3.23 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=9.70 m

Lfy=20.85 m

Lambda y=127.48

Muy=7.24

kly=1.05

kFy=1.26



en z :

Lz=9.70 m

Lfz=9.70 m

Lambda z=196.20

Muz=3.06

k1z=1.17

FORMULES DE VERIFICATION :

 $k_l * \text{SigN} + k_D * k_{Fy} * \text{SigFy} = 1.17 * 1.76 + 1.84 * 1.26 * 8.13 = 20.90 < 28.00$ daN/mm² (3.731) $1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 0.45 = 0.69 < 28.00$ daN/mm² (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches* Non analysé*Déplacements*

vx = 47.4 mm < vx max = L/150.00 = 64.7 mm

Vérifié

Cas de charge décisif : 35 ELS5 (4+9)*1.00**Profil correct !!!**

**Traverse 1:****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME : *CM66*TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : *6 Arbalétrier_1_6*POINT : *3*COORDONNEE : *x = 1.00 L = 7.02 m*

CHARGEMENTS :

*Cas de charge décisif : 20 ELU11 (7+4)*1.42+9*1.33*

MATERIAU :

ACIER $f_y = 28.00$ daN/mm²PARAMETRES DE LA SECTION : *traverse A en prs*

ht=524.0 mm

bf=170.0 mm

ea=4.0 mm

es=12.0 mm

Ay=4080.00 mm²Iy=309102499.16 mm⁴Wely=1179780.56 mm³Az=2000.00 mm²Iz=9828666.41 mm⁴Welz=115631.37 mm³Ax=6080.00 mm²Ix=197740.58 mm⁴

CONTRAINTES :

SigN = 2289.01/6080.00 = 0.37 daN/mm²SigFy = 17518.07/1179780.56 = 14.56 daN/mm²

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_inf=1.83 m

B=1.00

C=1.00

D=1.03

kD=1.05

Sig D=3.50 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

SigN + kD*kFy*SigFy = 0.37 + 1.05*1.00*14.56 = 15.71 < 28.00 daN/mm² (3.731)1.54*Tauz = |1.54*-2.99| = |-4.61| < 28.00 daN/mm² (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches*

uz = 4.6 mm < uz max = L/200.00 = 35.1 mm

Vérifié

*Cas de charge décisif : 31 ELS3 (9+2)*1.00**Déplacements Non analysé***Profil correct !!!**

**Traverse 2 :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME : *CM66*TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : *5 Arbalétrier_1_5*POINT : *3*COORDONNEE : *x = 1.00 L = 7.31 m*

CHARGEMENTS :

*Cas de charge décisif : 18 ELU9 (7+2)*1.42+9*1.33*

MATERIAU :

ACIER $f_y = 28.00$ daN/mm²PARAMETRES DE LA SECTION : *traverse A en prs*

ht=524.0 mm

bf=170.0 mm

ea=4.0 mm

es=12.0 mm

Ay=4080.00 mm²Iy=309102499.16 mm⁴Wely=1179780.56 mm³Az=2000.00 mm²Iz=9828666.41 mm⁴Welz=115631.37 mm³Ax=6080.00 mm²Ix=197740.58 mm⁴

CONTRAINTES :

SigN = 2598.63/6080.00 = 0.42 daN/mm²SigFy = 21303.16/1179780.56 = 17.71 daN/mm²

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_inf=1.90 m

B=1.00

C=1.00

D=1.03

kD=1.06

Sig D=3.50 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

SigN + kD*kFy*SigFy = 0.42 + 1.06*1.00*17.71 = 19.17 < 28.00 daN/mm² (3.731)1.54*Tauz = |1.54*-3.24| = |-4.98| < 28.00 daN/mm² (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches*



uz = 2.7 mm < uz max = L/200.00 = 36.6 mm

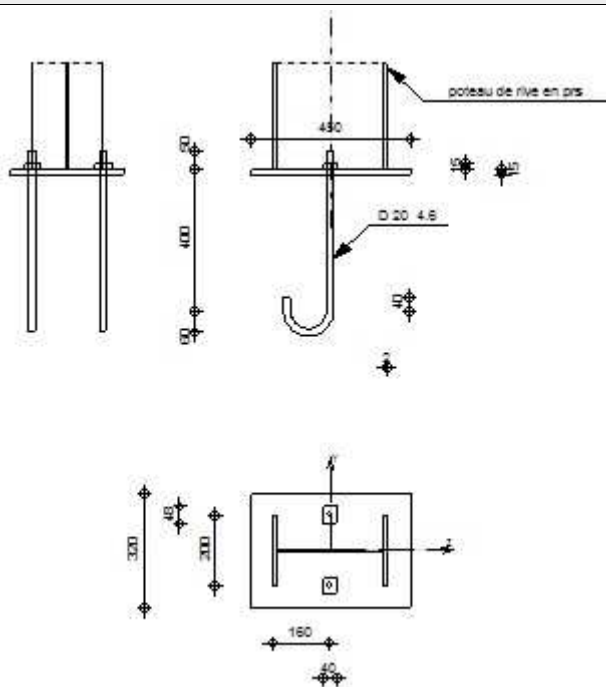
Vérifié

*Cas de charge décisif : 31 ELS3 (9+2)*1.00**Déplacements Non analysé***Profil correct !!!**



Annexe 5 : Note de calcul de l'assemblage du pied du poteau de rive pour la 2ème variante (PRS) :

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2011	
	Calcul du Pied de Poteau articulé						
'Les pieds de poteaux articulés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)							



Général

Assemblage N°: 5
Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
Noeud de la structure : 1
Barres de la structure : 1

Géométrie

Poteau

Profilé : poteau de rive en prs
Barre N°: 1
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison



Profilé : poteau de rive en prs

$h_c = 324$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{rc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 0$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 6800,00$ [mm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 230417066,67$ [mm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$\sigma_{ec} = 28,00$ [daN/mm²] Résistance

Plaque principale du pied de poteau

$l_{pd} = 450$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 320$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 15$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_e = 23,50$ [daN/mm²] Résistance

Platine de prescellement

$l_{pp} = 486$ [mm] Longueur

$b_{pp} = 220$ [mm] Largeur

$t_{pp} = 5$ [mm] Epaisseur

Ancrage

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 20$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n = 2$ Nombre de tiges d'ancrage dans la colonne

$e_v = 200$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 50$ [mm]

$L_2 = 400$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]



$$L_1 = 50 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 40 \text{ [mm]}$$

Plaque

$$l_{wd} = 40 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 48 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 15 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

Semelle isolée

$$L = 2500 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 2000 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 500 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

$$f_{c28} = 2,50 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \text{ Résistance}$$

$$\sigma_{bc} = 1,42 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \text{ Résistance}$$

$$n = 15,00 \text{ ratio Acier/Béton}$$

Soudures

$$a_p = 9 \text{ [mm]} \text{ Plaque principale du pied de poteau}$$

Efforts

Cas : 12: ELU3 $9*1.00+2*1.75$

$$N_c = 1084,21 \text{ [kG]} \text{ Effort axial de compression}$$

$$N_t = 0,00 \text{ [kG]} \text{ Effort axial de traction}$$

$$Q_y = 0,00 \text{ [kG]} \text{ Effort tranchant}$$

$$Q_z = -3342,79 \text{ [kG]} \text{ Effort tranchant}$$

$$N_{(Qy)} = 0,00 \text{ [kG]} \text{ Effort axial}$$

$$N_{(Qz)} = -1084,21 \text{ [kG]} \text{ Effort axial}$$

Résultats

Béton

$$\rho_m = 0,01 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \text{ Contrainte maxi dans le béton}$$

$$\rho_m = N_c / (l_{pd} * b_{pd})$$

$$h_b = 2500 \text{ [mm]}$$

$$h_b = L$$



$\rho_m =$	0,01 [daN/mm ²] Contrainte maxi dans le béton	$\rho_m = N_c / (I_{pd} * b_{pd})$
$b_b =$	2000 [mm]	$b_b = B$
$K = \max(1.0; 1 + (3 - b_{pd} / b_b - l_{pd} / h_b) * \sqrt{[(1 - b_{pd} / b_b) * (1 - l_{pd} / h_b)]})$,	$K \leq 4.0$	[Lescouarc'h (1.c)]
$K =$	3,21 Coefficient de zone de pression dimétrale	
$\rho_m \leq 0.5 * K * \sigma_{bc}$	0,01 < 2,27	vérifié (0,00)

Poteau

Soudure âme

$$|N| \leq (2 * a_p * (h - 2 * t_{fc}) * \sigma_{ec} * a_p) / (t_{wc} * k * \sqrt{2}) \quad | -258,14 | < 230871,17 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Soudure semelle

$$|N| \leq (2 * a_p * (2 * b_{fc} - t_{wc}) * \sigma_{ec} * a_p) / (t_{fc} * k * \sqrt{2}) \quad | -826,06 | < 60924,34 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

Ancrage

Adhérence

$$|N| \leq \pi * d * \tau_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4) \quad | 0,00 | < 7459,36 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Section

$$|N| \leq 0.8 * A_s * \sigma_e \quad | 0,00 | < 4796,75 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Section

$$|T_z| \leq (\sigma_e * A_b) / 1.54 + 0.3 * N \quad | -3342,79 | < 4218,72 \text{ vérifié} \quad (0,79)$$

Platine

Compression

$$|N| \leq 1.185 * \sigma_e * (t_{pd}^2) / 6 * b_{pd} * l_{pd} / (0.8 * (M_{max} / p * a^2) * a^2) \quad | -1084,21 | < 26064,14 \text{ vérifié} \quad (0,04)$$

Flexion 1-1

$$|N| \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * l_{pd} * \sigma_e) / (0.8^2 * (b_{pd} - b_{fc})^2) \quad | 1084,21 | < 84246,09 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

Flexion 2-2

$$|N| \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * l_{pd} * \sigma_{ep}) / (0.8^2 * 1.22^2 * (l_{pd} - h_c)^2) \quad | 1084,21 | < 51339,48 \text{ vérifié} \quad (0,02)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,79