



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



سُبْحَانَكَ لَا عِلْمَ لَنَا إِلَّا مَا عَلَّمْتَنَا
إِنَّكَ أَنْتَ الْعَلِيمُ الْحَكِيمُ



Dédicaces :



A Dieu le miséricordieux,
A la femme qui m'a toujours accompagnée avec plein de tendresse et d'amour.
... A toi ma chère mère.
A l'homme qui a su m'éduquer, qui a travaillé dur pour que je trouve les meilleures conditions de vie A toi mon cher père.
A vous mes chers parents, que nulle formulation ne peut traduire mes sentiments d'amour et de gratitude, pour vos sacrifices vos affections et vos prières.
A mon mari qui a été toujours là pour me soutenir et m'encourager.
A ma tante qui a tout fait pour que je sois ce que je suis.
A mes frères.
A toute ma famille.
A mes amis dont je garderai les souvenirs des agréables moments partagés.
A tous mes honorables enseignants depuis la maternelle.
À tous ceux et celles qui m'ont marquée par un geste, un mot ou un état d'esprit.
A ceux qui ont sacrifié leur vie, leur chers et tout ce qu'ils ont afin de nous défendre, de défendre notre dignité, notre nation et notre religion.

Je dédie ce modeste travail

ESSKELY Mounia



A Dieu Tout Puissant, créateur du ciel et de la terre pour son amour sans cesse renouvelé dans notre vie, Gloire et Louange lui soient rendues.

A Mes Parents

Aucune expression ne saurait exprimer toute l'affection et tout l'amour que je vous porte. Que ce travail soit l'aboutissement de vos vœux tant formulés, de vos prières et le fruit de vos innombrables sacrifices.

A mon mari Soufiane pour son soutien et son encouragement pour aboutir au terme de mes ambitions

A ma sœur Imane et mon frère Ayoub pour vous exprimer toute mon affection et vous inciter à plus de persévérance dans le travail.

A toute ma famille pour vos encouragements et votre soutien

A mes honorables enseignants pour le savoir que vous m'avez inculqué

A tous mes amis qu'ils trouvent ici l'expression de mon respect

Je dédie ce modeste travail

NAJIB Hanane



Remerciements :

Nous tenons à exprimer, au terme de ce travail, nos sincères remerciements à toute personne dont l'intervention, de près ou de loin, a favorisé son aboutissement. Ainsi, nous remercions notre encadrant interne **Mr.**

Abdelmajid NIAZI, docteur d'état en calcul de structure et professeur à l'EHTP. Nous le remercions pour nous avoir encadrés de très près et pour tous ses conseils précieux et ses remarques pertinentes.

Nous ne saurons oublier de remercier **M. Serge PALOUMET BOURDA**, directeur du BET Tectone, qui nous a offert l'opportunité d'effectuer ce stage et qui nous a permis de mener à bien notre travail au sein de son effectif.

Nos vifs remerciements s'adressent également à notre encadrant externe **Mr. Hosny BAKALI**, du BET Tectone, qui n'a ménagé ni temps ni énergie pour nous aider à élaborer ce travail dans les meilleures conditions. Nous sommes très reconnaissantes des conseils fructueux qu'il n'a cessé de nous prodiguer.

Nous tenons à remercier les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

A ces remerciements nous souhaitons associer tous les enseignants de l'Ecole Hassania des Travaux Publics ainsi que le personnel de Tectone, qui n'ont pas hésité à nous aider pendant la réalisation de notre projet.



Résumé :

Notre projet de fin d'étude a pour objet la conception et le dimensionnement d'un hangar en voûte avec une ossature mixte (béton et charpente métallique) situé dans la région de Jorf lasfar et destiné pour le stockage de 100 000 tonnes d'engrais.

La structure porteuse de ce hangar est constituée de 50 arcs sur lesquels reposent les dalles préfabriquées sur les travées de 9.5m et des pannes métalliques avec une couverture en tôle sur les travées de 5.5m.

Nous avons étudié en parallèle une deuxième variante pour l'ossature du hangar comptant elle aussi 50 arcs espacés de 7.5m avec l'introduction des pannes en béton dans le sens longitudinal du hall. Cette structure est entièrement couverte par des bacs en acier.

L'étude et le dimensionnement des profilés métalliques de cet ouvrage sont effectués selon une démarche comparative entre deux règlements, à savoir CM66 et l'Eurocode 3.

La modélisation des deux variantes sur le logiciel Effel intégrant une étude sismique et thermique a permis l'évaluation du comportement de la structure vis-à-vis les charges thermiques et accidentelles.

A la fin nous avons établi un avant métré pour les deux variantes afin d'estimer la variante la plus économique.



Sommaire :

DEDICACES :	2
REMERCIEMENTS :	4
RESUME :	5
SOMMAIRE :	6
LISTE DES FIGURES :	9
LISTE DES TABLEAUX :	10
INTRODUCTION :	12
CHAPITRE I : CONCEPTION DE L'OUVRAGE	13
I.1 Introduction :	14
I.2 Définition du projet :	14
I.3 Situation du projet :	14
I.4 Finalités et exigences du maître d'ouvrage :	15
I.4.1 Levage des matériaux:	15
I.4.2 Résistance et rigidité :	15
I.4.3 Economie :	15
I.4.4 Stabilité :	15
I.4.5 Durabilité :	15
I.4.6 Esthétique :	15
I.5 Description et justification des variantes étudiées :	16
I.5.1 Choix de la forme :	16
I.5.2 Mode d'appuis :	16
I.5.3 Choix des matériaux :	17
I.5.4 Disposition des portiques :	17
I.5.4.1 Première variante :	17
I.5.4.2 Deuxième variante :	17
I.5.5 La couverture :	18
I.5.5.1 Première variante :	18
I.5.5.2 Deuxième variante :	19
I.5.6 Matériaux du bardage :	19
I.5.7 Les pannes et les lisses de bardage :	19
I.5.8 Contreventement :	20
I.5.9 Dilatation thermique :	21
I.5.10 Ventilation naturelle :	22
I.5.11 Eclairage naturel :	22
I.5.12 Fondations :	22
I.6 Hypothèses de calcul :	23
I.6.1 Normes adoptées :	23
I.6.2 Le sol:	24
I.6.3 Hypothèses de chargement :	24
I.6.3.1 Les charges permanentes :	24
I.6.3.2 Les surcharges :	24
I.6.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux de construction :	25
I.6.4.1 Béton :	25
I.6.4.2 Acier :	25
CHAPITRE II : CALCUL DU VENT	26
II.1 Calcul du vent avec le règlement NV65 :	27
II.2.1 Pression dynamique de base q_{10} :	27
II.2.2 Effet de site K_s :	28
II.2.3 Effet de masque K_m :	28
II.2.4 Effet de la hauteur K_h :	28
II.2.5 Effet des dimensions δ :	29
II.2.6 Réduction maximale des pressions dynamiques de base :	29



II.2.7	Calcul des coefficients C_e et C_i :	30
II.2.7.1	Les coefficients C_e :	30
II.2.7.2	Les coefficients C_i :	31
II.2.8	Les actions résultantes :	31
II.2.9	Calcul du coefficient de majoration dynamique β :	34
II.2.10	Calcul de la pression normale du vent :	36
II.2	<i>Calcul du vent avec L'Eurocode 1</i> :	38
II.2.1	Explication de l'action du vent et de la réponse des structures :	38
II.2.2	Pression du vent sur les parois :	38
II.2.2.1	Pression extérieure :	38
II.2.2.2	Pression intérieure :	38
II.2.2.3	Pression nette :	38
II.2.3	Pression de référence du vent :	39
II.2.3.1	Vitesse de référence du vent :	39
II.2.3.2	Paramètres du vent	40
II.2.4	vent transversal:	43
II.2.4.1	Pression extérieure :	43
II.2.4.2	Pression intérieure :	45
II.3	<i>Comparaison entre les des deux règlements</i> :	48
II.3.1	comparaison des résultats du calcul :	48
II.3.2	Comparaison générale:	48
CHAPITRE III	CALCUL DES PANNES	49
III.1	<i>Principe de calcul</i> :	50
III.2	<i>Calcul des sollicitations</i> :	52
III.2.1	Charges permanentes :	52
III.2.2	Surcharge:	52
III.3	<i>Dimensionnement des pannes de la 1ère variante avec le règlement CM66</i> :	53
III.3.1	Les Combinaisons des sollicitations :	53
III.3.2	Vérification de la résistance	53
III.3.3	Vérification de la flèche :	54
III.3.4	Vérification au cisaillement :	55
III.3.5	Vérification du déversement :	55
III.4	<i>Dimensionnement des pannes de la 1ère variante avec l'Eurocode 3</i> :	58
III.4.1	Les Combinaisons des sollicitations :	58
III.4.2	Sollicitations de calcul :	59
III.4.3	Vérification au cisaillement :	59
III.4.4	Calcul en plasticité :	60
III.4.5	Vérification au déversement :	61
III.4.6	Vérification de la flèche :	62
III.5	<i>Dimensionnement des pannes de la variante 2 avec le règlement CM66</i> :	63
III.5.1	Pannes sans liernes :	63
III.5.1.1	Vérification de la résistance :	63
III.5.1.2	Vérification de la flèche :	63
III.5.1.3	Vérification au déversement :	64
III.5.2	Pannes avec liernes :	65
III.5.2.1	Vérification au déversement :	65
III.5.2.2	Vérification au cisaillement :	65
III.5.3	Calcul des liernes :	65
CHAPITRE IV	CALCUL DES LISSES ET POTELETS	66
IV.1	<i>Dimensionnement des lisses du bardage</i> :	67
IV.1.1	Evaluation des charges :	67
IV.1.2	Vérification de la résistance :	68
	Le calcul des contraintes selon les deux combinaisons de CM66 donne les valeurs suivantes :	68
IV.2	<i>Dimensionnement des potelets</i> :	70
V.2.1	Evaluation des charges :	70
V.2.1	Vérification de la résistance et de la stabilité :	70
CHAPITRE V	CALCUL DE LA STRUCTURE PORTEUSE	74
V.1	<i>Première variante</i> :	75



V.1.1	Dimensionnement des arcs :	75
V.1.1.1	Prédimensionnement :	75
V.1.1.2	Calcul du ferrailage :	75
V.1.2	Dimensionnement des dalles :	77
V.1.2.1	Prédimensionnement :	77
V.1.2.2	Calcul du ferrailage :	77
V.2	<i>Deuxième variante</i> :	78
V.2.1	Dimensionnement des arcs :	78
V.2.1.1	Prédimensionnement :	78
V.2.1.2	Calcul du ferrailage :	78
V.3	<i>Comparaison</i> :	79
V.4	<i>Vérification de la structure à l'effet de variation de la température</i> :	79
V.4.1	Arcs :	79
V.4.2	Pannes en béton :	80
V.1.1	Première variante :	80
V.1.2	Deuxième variante :	80
CHAPITRE VI	CALCUL DES ASSEMBLÉGES.....	82
VI.1	<i>Dimensionnement de l'assemblage du pied du potelet</i> :	83
VI.1.1	Dimensionnement des boulons :	83
VI.1.2	Calcul de l'épaisseur de la platine :	85
VI.1.3	Calcul sur Robot :	86
VI.2	<i>Dimensionnement de l'assemblage panne métallique-Arc en béton</i> :	87
CHAPITRE VII	CALCUL DES FONDATIONS	88
VII.1	<i>Fondations du pignon</i> :	89
VII.1.1	Calcul du fut en béton :	89
VII.1.1.1	Armatures longitudinales :	90
VII.1.1.2	Armatures transversales :	90
VII.1.2	Calcul de la semelle :	92
VII.1.2.1	Pré dimensionnement :	92
VII.1.2.2	Calcul des armatures :	97
VII.2	<i>Fondations des arcs</i> :	99
VII.2.1	Généralisés sur l'articulation Freyssinet	99
VII.2.2	Dimensionnement des fondations de la 1 ^{ère} variante :	99
VII.2.2.1	Prédimensionnement :	99
VII.2.2.2	Calcul des armatures :	101
VII.2.3	Dimensionnement des fondations de la 2 ^{ème} variante :	103
VII.2.3.1	Prédimensionnement :	103
VII.2.3.2	Calcul des armatures :	103
CHAPITRE VIII	CALCUL DES ELEMENTS PREFABRIQUES A LA MANUTENTION	105
VIII.1	<i>Calcul des arcs à la manutention</i> :	106
VIII.2	<i>Calcul des dalles à la manutention</i> :	106
CHAPITRE IX	METRE DES DEUX VARIANTES	108
IX.1	<i>Données des prix</i> :	109
IX.1	<i>Métré et prix estimatif de la 1^{ère} variante</i> :	110
IX.1	<i>Métré et prix estimatif de la 2^{ème} variante</i> :	111
CONCLUSION	:	112
BIBLIOGRAPHIE	:	113



Liste des figures :

Figure 1 : Plan de situation du projet	14
Figure 2: Arc à trois articulations	16
Figure 3: Arc à deux articulations	16
Figure 4: arc bi-encasté	16
Figure 5: modélisation de la première variante sur Effel	18
Figure 6: plaque nervurée de type NERVESCO	18
Figure 7: modélisation de la deuxième variante sur Effel.....	19
Figure 8: disposition verticale des pannes.....	20
Figure 9: disposition inclinée des pannes.....	20
Figure 10 : section de l'articulation Freyssinet	22
Figure 11: abaque du NV65 donnant la valeur de l'effet de dimension en fonction de la hauteur	29
Figure 13 : subdivision du demi-arc en 10 tronçons	30
Figure 12 : Abaque du NV65 donnant C_e en fonction de α	30
Figure 14: distribution C_e - C_i du vent normal au longpan en surpression	32
Figure 15: distribution C_e - C_i du vent normal au longpan en dépression	33
Figure 16: distribution C_e - C_i du vent normal au pignon en surpression	33
Figure 17: distribution C_e - C_i du vent normal au pignon en dépression.....	34
Figure 18: Abaque du NV65 donnant ξ en fonction de la période T	35
Figure 19: τ en fonction de la hauteur H.....	35
Figure 20: corrélation entre la vitesse en NV65 et EC1	39
Figure 21: Abaque de l'Eurocode 1 renseignant sur l'insensibilité aux détachements tourbillonnaire	42
Figure 22 : Abaque de l'Eurocode 1 donnant C_{pe} en fonction du rapport f/d	43
Figure 23: les zones de distribution du vent selon l'Eurocode1.....	43
Figure 24 : Hauteur de référence Z_e en fonction de h et b	44
Figure 25: zones de distribution du vent sur paroi vertical selon l'EN 1991-1-4	44
Figure 26: Abaque donnant C_{pi} en fonction de μ	45
Figure 27: distribution du vent sur la toiture selon l'EN 1991-1-4.....	47
Figure 28: distribution du vent sur le pignon selon l'EN 1991-1-4	47
Figure 29: axes de projection des efforts sur la panne.....	50
Figure 30: disposition des liernes	64
Figure 31: vue de face du pignon.....	67
Figure 32: ferrailage longitudinale d'une section droite d'un arc.....	77
Figure 33: disposition des armatures dans les dalles	77
Figure 34: schéma de l'arc en béton.....	78
Figure 35 : ferrailage d'une panne d'extrémité	81
Figure 36: répartition des contraintes dans la platine.....	84
Figure 37: les axes de vérification du pliage de la platine.....	85
Figure 38: schéma d'assemblage du pied de poteau encasté	86
Figure 39: Section droite du fût ferrillée avec les réservations des tiges	91
Figure 40: efforts sur la semelle.....	92
Figure 41: répartition trapézoïdale des contraintes	93
Figure 42: répartition triangulaire des contraintes	93



Figure 43:répartition des contraintes dans le cas du vent extrême.....	95
Figure 44:répartition des contraintes dans la cas de vent normal	96
Figure 45: schéma de ferrailage d'une articulation Freyssinet.....	99
Figure 46:Disposition de l'articulation Freyssinet dans la fondation	100
Figure 47:Ferrailage de l'articulation de Freyssinet	102
Figure 48: schéma de la manutention sur deux appuis.....	106
Figure 49 : Schéma de la manutention d'une dalle sur 4 appuis.....	107

Liste des tableaux :

Tableau 1:les caractéristiques de différentes nuances d'acier.....	25
Tableau 3: valeur de K_s en fonction des régions et du site	28
Tableau 4:valeur de K_h en fonction de l'angle d'inclinaison de la toiture.....	28
Tableau 5:valeur de C_e en fonction de l'angle d'inclinaison	30
Tableau 6:valeurs de C_i	31
Tableau 7:valeurs de C_e - C_i du vent normal au longpan en surpression.....	31
Tableau 8: valeurs de C_e - C_i du vent normal au longpan en dépression.....	32
Tableau 9:pression normal du Vent normal au long pan avec surpression intérieure.....	36
Tableau 10:pression normal du Vent normal au long pan avec dépression intérieure	36
Tableau 11:paramètres de rugosité du terrain	40
Tableau 12:valeurs de C_{pe} dans les différentes zones de la toiture	43
Tableau 13:pression extérieure appliquée sue la toiture.....	44
Tableau 14: valeurs de C_{pe} sur pignon.....	45
Tableau 15:pression extérieure sur pignon	45
Tableau 16:paramètres de calcul de μ	46
Tableau 17:pression intérieure.....	46
Tableau 18: pression dynamique sur la toiture calculé par l'EN 1991-1-4.....	46
Tableau 19:Pression dynamique sur pignon calculée par l'EN-1991-1-4.....	47
Tableau 20:Comparaison des résultats du NV65 et du EN 1991-1-4.....	48
Tableau 21: espacement entre pannes	51
Tableau 22:caractéristiques du profilé HEA 180	54
Tableau 23:caractéristiques du profilé IPE 240	54
Tableau 24:comparaison des résultats de HEA 180 et IPE 240 pour la flèche	55
Tableau 25:abaque du CM66 donnant le coefficient de flambement en fonction de l'élanement	57
Tableau 26:sollicitations maximales calculées par EC3	59
Tableau 27: caractéristiques du profilé IPE200	67
Tableau 30:contraintes pondérées dans les lisses pour le cas d'un profilé IPE200	68
Tableau 39: efforts dans le potelet central.....	70
Tableau 40: calcul du potelet de hauteur 23.67m.....	71
Tableau 41calcul du potelet de hauteur 20.93 m	72
Tableau 42:calcul du potelet de hauteur 17.05m	72
Tableau 43 : calcul du potelet de hauteur 11.40 m.....	73
Tableau 44:Armatures inférieures des sections de l'arc (variante 1).....	76
Tableau 45: Armatures supérieures des sections de l'arc (variante 1).....	76
Tableau 46:Armatures inférieures des sections de l'arc (variante 2)	78



Tableau 47: Armatures supérieures des sections de l'arc (variante 2)	79
Tableau 48: Ferrailage des solives en béton de la 1 ^{ère} variante.....	80
Tableau 49 : Ferrailage des solives en béton de la deuxième variante pour différentes combinaisons d'actions	80
Tableau 50 : Ferrailage des solives en béton de la deuxième variante	81
Tableau 51:efforts appliqués sur le fût en béton	90
Tableau 52: calcul des armatures de fût.....	90
Tableau 53:combinaisons des efforts sur les fondations de pignon à l'ELU	97
Tableau 54:armatures dans le plan de flexion des fondations du pignon	98
Tableau 55armatures dans le plan perpendiculaire au plan de flexion des fondations du pignon.....	98
Tableau 56:calcul du ferrailage des fondations des arcs.....	101
Tableau 57:métré de la première variante	110
Tableau 58:métré de la deuxième variante	111



Introduction :

Notre projet de fin d'étude est le fruit d'un partenariat en ingénierie industrielle conclu le **16 mars 2010 à Casablanca entre OCP S.A (OCP) et Jacobs Engineering Group Inc. (Jacobs)**, cet accord liera les deux Groupes sous forme de joint-venture.

Baptisée Jacobs Engineering SA (JESA), la nouvelle joint-venture permettra de doter l'OCP d'outils de pointe pour mener à bien sa stratégie industrielle. JESA présente une puissante combinaison de ressources d'ingénierie, de gestion de projets et de gestion de la construction afin d'accompagner l'OCP dans la mise en œuvre de ses plans de développement stratégique de la plate-forme chimique à Jorf Lasfar.

Le 26 novembre 2010, Le Groupe OCP a annoncé le lancement d'un important programme d'investissement pour augmenter sa capacité de production de Di ammonium Phosphate (DAP) et de Mono ammonium Phosphate (MAP). Ce programme comprendra la construction de **quatre nouvelles usines** identiques de production de DAP et de MAP, chacune ayant une capacité d'1 million de tonnes par an (MT/ an), et dont la construction et mise en service s'étalera en intervalles de six mois sur la période de Juillet 2013 à Juillet 2015. C'est dans ce cadre ou s'inscrit notre projet de fin d'étude. Cette importante extension permettra au Maroc d'augmenter sa capacité à produire le DAP / MAP de 3 MT/an actuellement à plus de 9 MT, faisant du Maroc de loin le plus important fournisseur de phosphate, d'acide phosphorique et de DAP / MAP.

Ancré dans le Jorf Phosphate Hub (JPH) d'OCP à Jorf Lasfar au Maroc, ce nouvel investissement fait partie d'un vaste programme d'investissement d'un montant total de **7 milliards de dollars sur 7 ans**. Ce programme comprend l'augmentation de la capacité d'extraction minière de 30 à 50 MT/an et l'augmentation progressive de la capacité de valorisation de 9 à 38 MT/an, ainsi que l'extension des installations portuaires afin de gérer jusqu'à 35 MT tonnes de produits et la modernisation de l'infrastructure commune de la plate-forme de Jorf Lasfar.

Une joint-venture est un accord d'entreprise dans lequel les parties conviennent d'élaborer, pour un temps fini, une nouvelle entité et nouveaux actifs en contribuant à l'équité. Ils exercent un contrôle sur l'entreprise et par conséquent partagent des recettes, des dépenses et des actifs



Chapitre I : Conception de l'ouvrage

I.1 Introduction :

La conception de la structure porteuse d'une halle est basée sur son utilisation prévue, soit essentiellement ses caractéristiques de résistance (pour assurer une sécurité structurale suffisante) et de déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service). Elle est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux qui la composent.

I.2 Définition du projet :

Le projet de notre PFE comprend la réalisation de deux halls de stockage (capacité 100.000 tonnes chacun) faisant partie du projet : Extension Stockage des Engrais à JORF LASFAR, MAROC et ce pour le compte de la SOCIETE MAROC PHOSPHORE filiale du Groupe Office Chérifien des phosphates.

La SOCIETE JACOBS ENGINEERING SA désignée par JESA est la société choisie par le maître d'ouvrage pour exécuter l'ingénierie de base du projet et la supervision.

Pour la réalisation de l'ensemble des installations, le projet est décomposé en trois lots :

- ⊕ Lot n°3 : Réalisation des halls.
- ⊕ Lot n°4 : Convoyeurs et gratteurs
- ⊕ Lot n°5 : Electricité

Chaque hall de stockage, en forme de voûte, a une dimension en plan d'environ 56mx 370m et une hauteur approximative de 27m, il devra assurer une exploitation optimale de l'ouvrage et des équipements abrités, et ce dans les meilleures conditions de sécurité. En outre, il doit permettre une bonne ventilation et éclairage naturels à l'intérieur, et assurer une parfaite étanchéité contre les infiltrations d'eau, ainsi qu'un drainage parfait des eaux à l'intérieur.

I.3 Situation du projet :

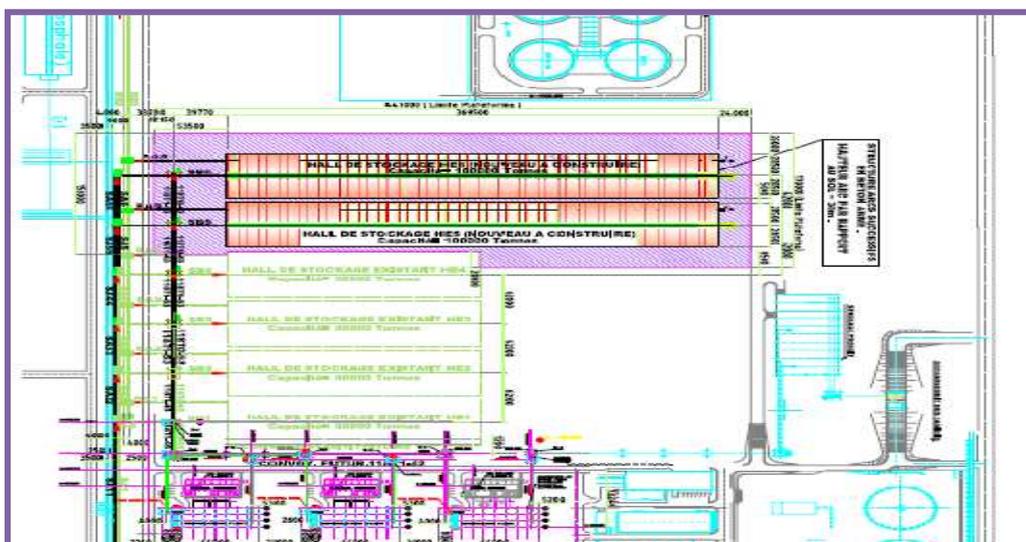


Figure 1 : Plan de situation du projet



I.4 Finalités et exigences du maître d'ouvrage :

I.4.1 Levage des matériaux:

Les hangars sont des bâtiments industriels, nécessitant le levage des matériaux stockés par des convoyeurs et des gratteurs installés à l'intérieur des hangars. La structure doit être capable de supporter, en plus des charges permanentes, d'exploitation, climatiques..., les charges dues à ces équipements.

I.4.2 Résistance et rigidité :

Sous un système de charge donné, les contraintes dans tous les éléments ne doivent pas dépasser les contraintes permises par les règlements relatifs au matériau utilisé. Ainsi, la construction doit supporter les sollicitations extrêmes qui lui sont appliquées sans atteindre la ruine, cette dernière peut être l'écroulement ou simplement une déformation trop grande.

I.4.3 Economie :

La construction doit remplir ces fonctions tout en restant le plus économique possible.

- La stabilité
- La durabilité
- L'esthétique

Ainsi les éléments suivants peuvent intervenir dans le bilan comparatif de deux solutions concurrentes par leurs incidences sur le coût global : l'étude, les matériaux structuraux, les moyens d'assemblage, les frais de transport, le délai d'exécution et l'entretien :

I.4.4 Stabilité :

La structure doit aussi conserver sa stabilité sous l'effet des charges et assurer la capacité de fonctionnement de la structure en rapport avec sa destination.

En effet, la stabilité doit être assurée pour toute la structure et aussi individuellement pour tous les éléments de la structure. Dans ce cas on distingue les problèmes suivants :

- L'équilibre général de la structure doit être assuré.
- Les phénomènes d'instabilité (flambement, déversement)

I.4.5 Durabilité :

C'est un paramètre important car le hangar sera construit pour une durée de vie de 50 ans, nous serons donc mené à prévoir une protection contre la corrosion pour assurer une certaine durabilité à l'ouvrage.

I.4.6 Esthétique :

L'ouvrage doit être en harmonie avec son environnement tout en assurant un certain degré d'esthétique.



I.5 Description et justification des variantes étudiées :

I.5.1 Choix de la forme :

La forme en voûte a été choisie pour la réalisation de ce hangar pour sa grande résistance aux efforts de la flexion. Notamment la jonction de deux morceaux d'arcs clavetés renforce la résistance de cette voûte à la flexion.

L'arc aussi, est une forme privilégiée pour les ouvrages d'art et pour les grandes halles. Cette solution présente les avantages suivants :

- ✓ Reprendre les charges réparties d'une façon uniforme et les transmettre aux fondations.
- ✓ Couverture élégante.
- ✓ Couverture solide.
- ✓ Couverture économique et bien ventilée.

De plus, cette forme ne permet pas l'accumulation des poussières au niveau du toit ainsi qu'elle facilite l'évacuation des eaux pluviales. Enfin c'est une forme qui présente des avantages aérodynamiques intéressants et réduit les efforts du vent.

I.5.2 Mode d'appuis :

On se trouve devant trois situations :

- Les portiques à trois articulations :

Les éléments qui les constituent sont articulés aux appuis et à la clé. Ils sont isostatiques.

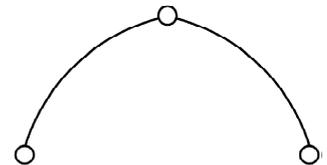


Figure 2: Arc à trois articulations

- Les portiques à deux articulations :

Il n'y a que les appuis des arcs qui sont articulés, les autres points étant encastres. Ces portiques sont hyperstatiques du premier degré.

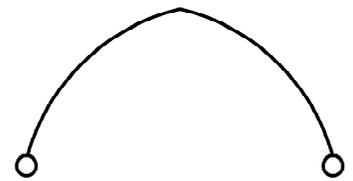


Figure 3: Arc à deux articulations

- Les portiques encastres :

La rigidité de ces structures est obtenue par l'encastrement des pieds de l'arc. Ces portiques sont hyperstatiques du troisième degré.



Figure 4: arc bi-encasté



I.5.3 Choix des matériaux :

Etant située à Jorf Lasfar, La structure est soumise à la corrosion agressive des chlorures. On est donc amené à choisir une structure porteuse qui pourra résister à cet agent agressif, par conséquent le **béton** est le meilleur choix pour réaliser la structure. L'utilisation d'une structure mixte est expliquée par des raisons économiques.

1^{ère} variante :

Du point de vue résistance, pour assurer la stabilité de deux arcs, les dalles ont pour fonction de leur tenir, alors de l'autre côté de chaque arc nous aurons un vide qui sera rempli par des pannes métalliques et une couverture en tôle pour économiser le béton armé.

2^{ème} variante :

De point de vue résistance aussi, il est possible de réaliser la structure portante de l'ouvrage avec des pannes métalliques, des solives en béton longitudinales et une couverture en tôle galvanisée avec des travées d'égales portées, tout en assurant un système de contreventement approprié. L'intérêt de cette variante réside dans la légèreté de la construction. Dans la suite cette variante sera étudiée en détail en termes de résistance et de coût.

I.5.4 Disposition des portiques :

I.5.4.1 Première variante :

La structure principale du hall est constituée par 50 arcs en béton armé à deux articulations. Les arcs sont de portée 56,2 m et espacés régulièrement de **5.5m** et **9.5m**, ils sont reliés longitudinalement par deux poutres de redressement aux pieds et une poutre sablière au sommet.

I.5.4.2 Deuxième variante :

Nous avons choisi pour cette variante des travées d'égales portées, nous sommes amenés donc à prévoir une distance entre arcs sachant que le nombre des arcs restera 50.

La longueur de l'ouvrage est égale à 370 m. Si on divise cette longueur par 49, on trouve 7.54.

Afin d'avoir un chiffre arrondi, nous allons prendre pour toutes les travées une distance de 7.5m sauf celle au milieu de la structure qui aura une portée de 9.5m. Ce qui conservera la symétrie de la structure.

I.5.5 La couverture :

I.5.5.1 Première variante :

Pour les travées de longueur 9.5m, la toiture est constituée par des dalles en B.A préfabriquées (vu la difficulté de coffrage de cette forme sur chantier) reposant sur les arcs en B.A (préfabriqués et clavetés sur chantier) et munie d'un complexe d'étanchéité.

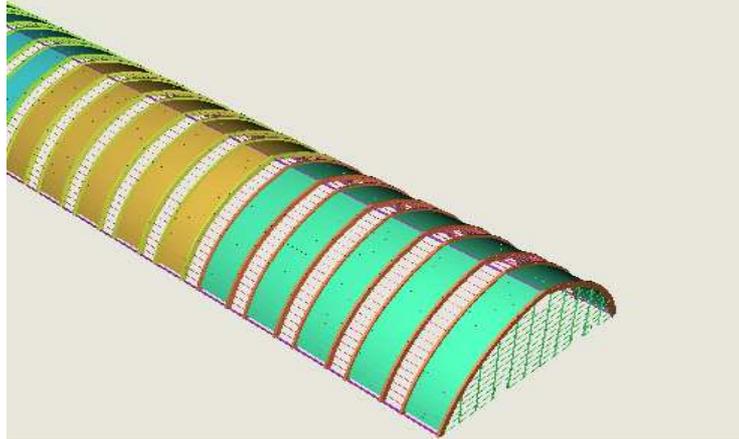


Figure 5: modélisation de la première variante sur Effel

Pour les travées de longueur 5.5m, la toiture est constituée par des plaques nervurées opaques et translucides aux ouvertures d'éclairage s'appuyant sur des solives et sur les arcs en B.A.

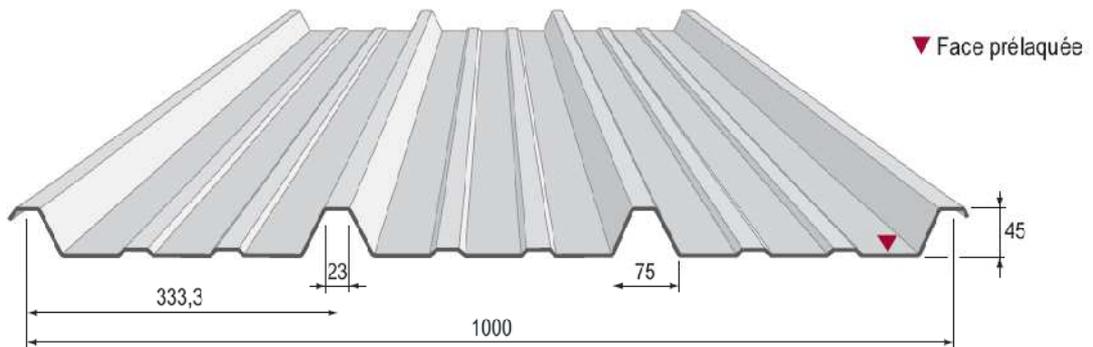


Figure 6: plaque nervurée de type NERVESCO

I.5.5.2 Deuxième variante :

La structure sera entièrement couverte par les plaques nervurées déjà décrite dans la première variante.

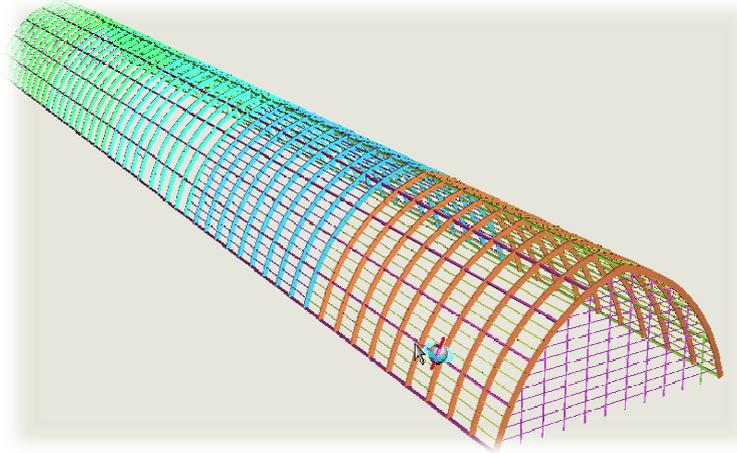


Figure 7: modélisation de la deuxième variante sur Effel

I.5.6 Matériaux du bardage :

On distingue principalement trois types de bardages :

- Les bardages simple-peau
- Les bardages double-peau composites
- Les bardages double peau monoblocs (panneaux sandwich)

On choisit un bardage simple peau qu'on dimensionnera par la suite.

I.5.7 Les pannes et les lisses de bardage :

La fonction première des pannes de la couverture est d'assurer le transfert des actions appliquées à la couverture à sa structure principale. Les lisses jouent le même rôle en façades. Pannes et lisses sont des constituants importants de la structure secondaire du bâtiment.

Il convient de noter que, dans un bon nombre de bâtiments à structure en acier, à simple rez-de-chaussée, le poids des pannes et lisses constitue un élément non négligeable du poids global de la structure (15 à 20%); s'abstenir de l'optimiser peut faire perdre un marché dans un contexte très concurrentiel.

Etant donc donné les caractéristiques du profil **IPE** qui se traduisent par sa capacité de résister à la flexion dans le cas des charges ascendantes et descendantes, cependant la grande inclinaison des pannes induit une flexion fortement déviée ce qui rend légitime l'étude du profilé **HEA** comme variante pour les pannes métalliques.

Quel que soit le type de panne retenu, la nature de la couverture détermine un espacement maximal entre pannes. Les documents définissant les performances des produits de couverture fournissent généralement des tables qui permettent de déterminer leur portée maximale (donc l'espacement maximal des pannes) en fonction de la charge portée.



Disposition des pannes :

Etant un élément de liaison entre la couverture et les portiques, les pannes peuvent être disposées suivant deux positions

1ère position : position verticale :

Ce positionnement consiste à disposer les pannes verticalement. Pour des questions d'équilibre, cette solution est utile, car les charges importantes (poids propre, neige,...) agissent verticalement dans le plan de l'âme des pannes, mais ceci

nécessite :

- L'emploi des cales ce qui augmentera le poids de la structure.
- Une mise en œuvre précise et particulière.
- La prise en compte des moments de torsion sous l'effet du vent, ce qui peut être évité en choisissant d'autres dispositions.

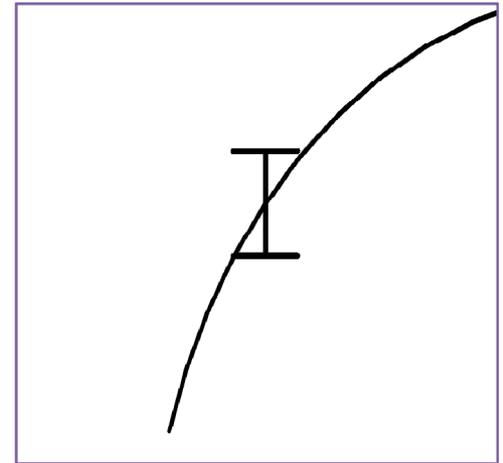


Figure 8:disposition verticale des pannes

2ème position : perpendiculaire à la couverture :

Pour des raisons de construction, on préfère le plus souvent incliner les pannes, ce qui crée alors une sollicitation hors du plan de l'âme plus importante que dans le cas précédent.

Par rapport à la 1ère position, cette disposition offre les avantages suivants :

- l'effet du vent est perpendiculaire aux semelles il sera retenue par l'âme et on n'aura pas de moments de torsion.
- Ce type de positionnement est facile à mettre en œuvre.

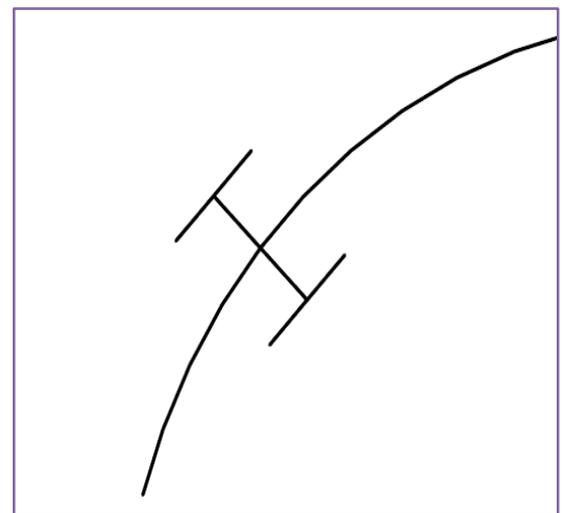


Figure 9:disposition inclinée des pannes

1.5.8 Contreventement :

Le contreventement a la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'une halle. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles:

- ⊕ transmettre les efforts horizontaux.
- ⊕ limiter les déformations.
- ⊕ contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.



On a alors deux solutions pour satisfaire les exigences de l'aptitude au service:

- ✓ renforcer le cadre en choisissant des sections plus rigides,
- ✓ introduire un système de contreventements.

Dans la première solution, on ne modifie pas le système statique, qui reste celui d'un cadre autostable.

Dans la deuxième solution, les cadres, toujours considérés comme rigides, travaillent conjointement avec le système de contreventements, qui constitue alors un appui à ressort. Les parts de l'effort horizontal reprises par les cadres et par les contreventements dépendent des rigidités relatives de ces éléments. Cette solution n'est pas très économique, car elle cumule à la fois des nœuds rigides, compliqués à réaliser, et des barres de contreventement.

Si la halle est très longue ou le sol de fondation de capacité portante médiocre, la solution des cadres autos tables est souvent plus avantageuse, les efforts dus au vent étant répartis sur tous les cadres. Dans ce cas, une conception avec contreventement transversal nécessiterait un renforcement important des pannes faisant office de membrures du contreventement de toiture. Par suite, les montants des contreventements de façade induiraient de très fortes charges de compression et de traction dans les fondations rendant obligatoire le recours à des dispositions particulières.

Il est encore à relever qu'en cas d'extension longitudinale de la halle, la solution avec cadres rigides (autostables) est préférable.

1.5.9 Dilatation thermique :

Pour tenir compte des actions dues aux variations de température, il est en général suffisant, pour les bâtiments et les constructions industrielles, de considérer une variation uniforme de température. Mentionnons toutefois, qu'il faut également prendre en considération un gradient de température pour les bâtiments élevés exposés totalement ou partiellement au rayonnement solaire.

La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, qui est de 24 °C pour le site du projet. Dans une section, elle provoque des variations de longueur des éléments de la structure. Ces déformations peuvent être calculées au moyen du coefficient de dilatation thermique défini pour les différents matériaux de construction.

Les sollicitations d'origine thermique provenant des **déformations empêchées** sont à prendre en compte dans la vérification de la sécurité structurale. Si les déformations ne sont pas empêchées, les déplacements créés doivent être absorbés par des détails de construction appropriés (joint de dilatation, appui glissant, etc.); il s'agit alors d'un problème d'aptitude au service.



I.5.10 Ventilation naturelle :

La ventilation naturelle du bâtiment est une opération fondamentale au quelle il faut penser dès l'étape de la conception. Dans notre cas, elle sera assurée :

- ✚ En partie haute : par lanterneaux sur toutes les travées de 5.5m, les lanterneaux ont une ouverture libre de 0.5 m de hauteur pour permettre la circulation d'air.
- ✚ En partie basse : par l'ouverture totale des longs -pans sur une hauteur de 1m à partir du niveau dallage.

Ces ouvertures en partie haute et basse du hall seront munies d'un grillage en métal déployé galvanisé afin d'empêcher la pénétration des pigeons.

I.5.11 Eclairage naturel :

L'éclairage naturel sera assuré par les plaques translucides en toiture et sur les pignons, le taux d'éclairage naturel est d'environ **15 %** de la surface de toiture couverte. Sur les pignons, les plaques translucides couvriront environ **20 %** de la surface totale bardée.

I.5.12 Fondations :

L'effort transmis au sol se décompose en une composante verticale et une autre horizontale. Pour ce cas, on utilise souvent des articulations de type Freyssinet appelées aussi articulations à sections rétrécies de béton qui ont très rapidement remplacé les articulations Considère. Elles équipent de nombreux ouvrages et selon l'intensité des efforts horizontaux, elles possèdent ou ne possèdent pas d'aciers traversants (goujons). Le dimensionnement se trouve dans les règlements de calculs depuis 1964. Il est rarement constaté de désordres sur ces appareils d'appui.

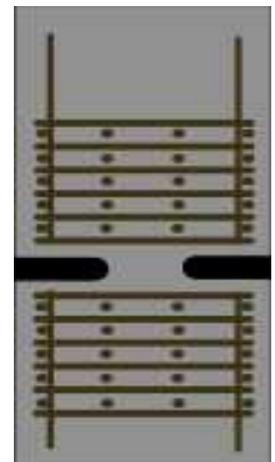


Figure 10 : section de l'articulation Freyssinet



I.6 Hypothèses de calcul :

I.6.1 Normes adoptées :

Généralités :

Sur le plan pratique, les cas d'application effective du document européen restent encore très limités au Maroc, pour diverses raisons qui tiennent à la résistance naturelle aux changements, à la complexité au moins apparente du nouveau texte et à l'absence de gains évidents de matière voire aux pénalisations des dimensionnements qu'il est susceptible d'apporter. Les praticiens, dans leur très grande majorité, continuent ainsi à utiliser presque systématiquement les Règles CM66 et NV65 et BAEL91, qui demeurent donc, le texte essentiel de référence.

Face à cette situation, on va faire une comparaison pour voir les ajouts de l'EC3, et les différences entre ce dernier et le CM66.

Action du vent :

L'introduction de classes de rugosité constitue la modification majeure du texte européen par rapport aux pratiques antérieures, même si ces notions sont développées depuis très longtemps par les spécialistes. Le choix de la classe à adopter, pour un site donné, est néanmoins particulièrement difficile à organiser au plan pratique et explique à la fois le délai mis à introduire ces notions dans un texte officiel et la mise au point laborieuse et toujours en cours de mesures de transition avec les Règles NV 65.

La norme européenne prévoit une modification supplémentaire de la variation de la pression de pointe du vent avec la hauteur, pour prendre en compte les effets de la topographie du terrain avoisinant la construction, dans le cas de colline ou d'escarpement isolé. Ces effets doivent être évalués dès lors que la pente du terrain dépasse 3 %.

Pour le calcul et l'exécution des ouvrages, l'élaboration des études de détails, ainsi que pour la qualité et la mise en œuvre des matériaux employés, les documents, normes et règlements suivants seront utilisés :

✚ Les normes et règlement Marocains dernières révisions (exemple RPS2000), et à défaut on utilisera ceux en vigueur en France, notamment :

- Les cahiers des charges D.T.U et leurs additifs ;
- Les Règles BAEL 91 modifiées 99 ;
- Les Règles NV 65 modifiées 2000 ;
- Les Règles Eurocodes ; CM66

✚ Les spécifications JESA :

- ✓ Q-322002-3/C.02/0002/A4 : GROS-ŒUVRE.
- ✓ Spécification particulière de charpente métallique.



I.6.2 Le sol:

Vu l'absence d'un rapport géotechnique parmi les données du projet, nous étions contraints de prendre les paramètres du sol d'un projet voisin où Les essais du laboratoire ont révélé un bon sol ayant une contrainte admissible de 4 bars, à une profondeur de 1,20m.

I.6.3 Hypothèses de chargement :

I.6.3.1 Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent toutes les charges qui sont appliquées de manière définitive sur la structure.

Pour notre cas, elles sont:

- Le poids de la couverture :
 - ⊕ Arcs en béton.
 - ⊕ Pannes métalliques.
 - ⊕ Pannes bétons.

- Le poids propre du convoyeur.

I.6.3.2 Les surcharges :

Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges à appliquer sur la toiture seront de :

- 150 kg/m² entre 0° et 20° d'inclinaison de la tangente à l'arc par rapport à l'horizontale.
- 50 kg/m² entre 20° et 40° d'inclinaison de la tangente à l'arc par rapport à l'horizontale.
- 0 kg/m² au-dessus de 40° d'inclinaison de la tangente à l'arc par rapport à l'horizontale.

Régime des vents :

Les vents dominants sont de direction Nord et Nord – Est.

Le site sera assimilé à la région III – Site exposé selon les règles françaises de neige et vent NV 65.

La vitesse extrême du vent est de **50 m/s**.

Conditions sismiques :

La région de JORF LASFAR est classée comme zone de moyenne séismicité. Les coefficients à appliquer sont ceux du règlement de construction parasismique RPS 2000.

La stabilité d'ensemble sous séisme est assurée par les éléments porteurs à savoir : arcs, pannes en béton ou dalles (selon la variante).

Jorf Lasfar est une région qui se situe dans **la zone 2** du règlement RPS2000, caractérisée par un coefficient d'accélération $A = 0.08$ g.



On adopte les paramètres suivants :

- ✚ Coefficient de priorité : $I = 1$, la classe du bâtiment étant la classe 2.
- ✚ Coefficient de site : le sol étant rocheux (<15m) donc $S = 1$.
- ✚ Un coefficient de comportement $K = 1$.

Température :

Les conditions météorologiques de température de la région de JORF LASFAR sont les suivantes :

- ✚ Maximale : 48 °C en été.
- ✚ Minimale : 0 °C en hiver.

En plus de la variation uniforme de la température, on prend en considération un gradient thermique de 20°C entre la face interne et la face externe du hangar.

I.6.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux de construction :

I.6.4.1 Béton :

- ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$)
- $E_{i28} = 11000f_{c28}^{1/3} = 34179.56 \text{ MPa}$
- $E_{v28} = 1/2 \times E_{i28} = 17089.78 \text{ MPa}$
- $\mu = 0.2$
- $\sigma_b = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b = 17 \text{ MPa}$

Cas des fissurations: peu préjudiciables.

Les armatures seront **HA**, de nuance **Fe500**.

I.6.4.2 Acier :

La nuance d'un acier est définie par sa limite d'élasticité f_y . Un acier ayant une valeur nominale de la limite d'élasticité $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ est appelé acier Fe E 235 (Fe pour fer, E pour limite d'élasticité). Le tableau donne la désignation et quelques caractéristiques des principaux aciers de construction.

- $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- $f_e = 235 \text{ MPa}$ (Fe E24)

Nuance d'acier		Limite d'élasticité (N/mm ²)	Résistance à la traction (N/mm ²)	Allongement de rupture (%)	utilisation
Désignation ancienne	Norme européenne				
FeE235	S235	235	360	26	Acier doux
FeE275	S275	275	430	22	Acier pour profilés creux
FeE355	S355	355	510	22	Acier à haute résistance
FeE460	S460	460	550	17	Acier à grain fin

Tableau 1: les caractéristiques de différentes nuances d'acier



Chapitre II: **Calcul du vent**



II.1 Calcul du vent avec le règlement NV65 :

Vu la grande hauteur de la structure $h=27\text{m}$, on est appelé à tenir compte de l'action du vent qui peut engendrer des effets non négligeables ; Ces actions sont calculées à partir de valeur de référence de vitesse ou de pression dynamique.

Cette pression dynamique se manifeste par des pressions exercées normalement à la surface, et dépend de :

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

Les calculs dans cette partie seront menés conformément aux règles NV65, où la pression élémentaire est donnée par la formule suivante :

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

Les coefficients de la formule sont définis dans ce qui suit :

II.2.1 Pression dynamique de base q_{10} :

C'est la pression dynamique de base normale (ou extrême) exercée à une hauteur de 10 m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m.

la pression dynamique q en daN/m^2 est donnée en fonction de la vitesse V du vent en m/s par la formule suivante :

$$q_{10} = \frac{V^2}{16.3}$$

le maître d'ouvrage impose une vitesse extrême du vent de **50m/s**

ce qui donne une pression extrême : $153,37 \text{ daN/m}^2$

Et normale : $q_{10} = 87.64 \text{ daN/m}^2$



II.2.2 Effet de site K_s :

Pour tenir en compte la nature du site d'implantation de la construction, on multiplie les valeurs de pression dynamique de base normale et extrême par un coefficient K_s . Le tableau suivant donne les valeurs correspondantes à chaque région et pour chaque site (Art 1,242 NV65) :

K_s	Région 1	Région 2	Région 3
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1	1	1
Site exposé	1.35	1.3	1.25

Tableau 2: valeur de K_s en fonction des régions et du site

Etant donné que Jorf Lasfar est considéré comme un site exposé, du fait qu'il est situé au voisinage de la mer, et que le maître d'ouvrage exige qu'on prenne le coefficient du site correspondant à la région 3, donc :

$$K_s = 1.25$$

II.2.3 Effet de masque K_m :

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Pour notre cas, le bâtiment est considéré comme isolé, ce qui donne : (Art 1,243NV65)

$$K_m = 1$$

II.2.4 Effet de la hauteur K_h :

Vu la forme en voûte de l'ouvrage, on a divisé l'arc en 10 éléments et on a calculé la hauteur de chacun en son centre.

L'ouvrage est une construction en bordure immédiate du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m. (RIII1, 241).

$$\text{On a : } K_h = 2.5 \times \frac{H+18}{H+60}$$

Le tableau suivant donne le coefficient K_h en fonction de la hauteur de chaque élément :

H	2,35	6,15	9,76	13,15	16,26	19,07	21,54	23,65	25,37	26,68	27,26
K_h	1	1	1	1,06	1,12	1,17	1,21	1,24	1,27	1,28	1,29

Tableau 3: valeur de K_h en fonction de l'angle d'inclinaison de la toiture

II.2.5 Effet des dimensions δ :

Le coefficient de réduction δ tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface frappée. La pression moyenne diminue ainsi quand la surface frappée augmente.

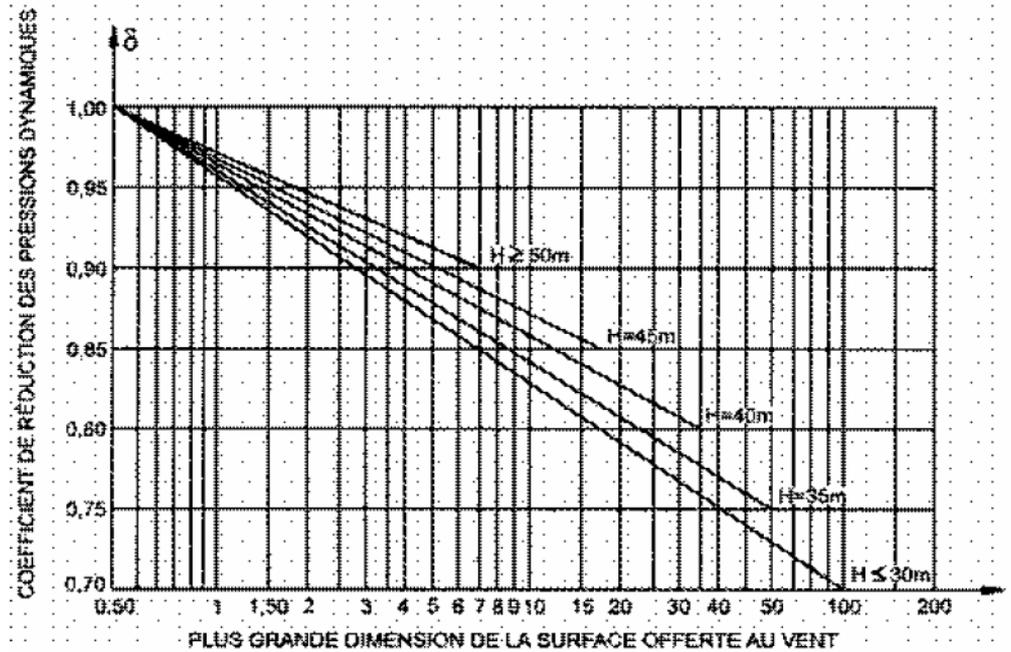


Figure 11: abaque du NV65 donnant la valeur de l'effet de dimension en fonction de la hauteur

Selon NV65, art.1, 244, p.61, le coefficient de réduction δ est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent intéressant l'élément considéré et de la cote H du point le plus haut de cette surface.

On a $H < 30$ m et les portées des pannes pour les deux variantes sont respectivement :

$$5.5\text{m donc } \delta = 0.86$$

$$7.5\text{m donc } \delta = 0.84$$

On retient alors : $\delta_{\text{longpan}} = 0.86$

La portée des lisses du pignon est de 5m donc : $\delta_{\text{pignon}} = 0.87$

II.2.6 Réduction maximale des pressions dynamiques de base :

La totalité des réductions dues à l'effet de masque K_m et à l'effet des dimensions δ ne doit, en aucun cas, dépasser 33 %.(Art 1,245 NV65)

Les valeurs calculées pour les coefficients de réduction vérifient bien cette condition.

II.2.7 Calcul des coefficients C_e et C_i :

II.2.7.1 Les coefficients C_e :

Pour calculer ces coefficients, nous avons été contraints d'adopter le cas des **constructions en forme de voûte sans lanterneau reposant directement sur le sol cité dans le règlement neige et vent 65 (R III, 6,12).**

a) Pour le vent normal au longpan :

Pour calculer le coefficient C_e , nous avons besoin de l'angle d'inclinaison α de la toiture. Vu la forme en voûte raccordant 2 arcs de la structure de notre hangar, nous avons discrétisé chaque arcs en 10 tronçons afin de calculer différentes valeurs de l'angle α et C_e correspondantes à partir de l'abaque ci-dessous.

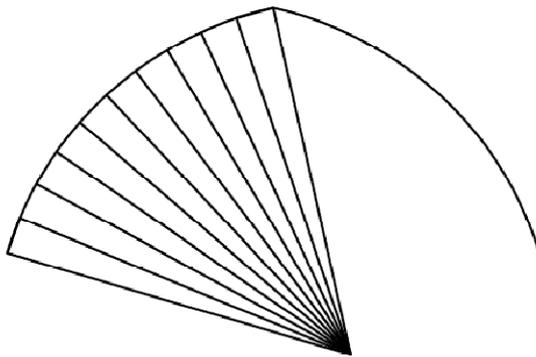


Figure 13 : subdivision du demi-arc en 10 tronçons

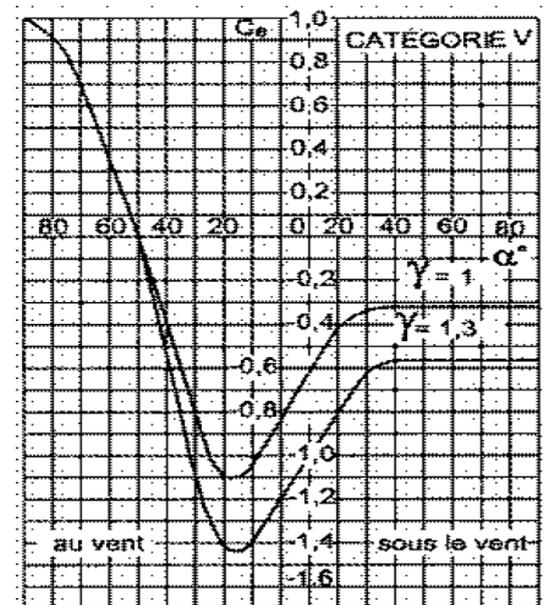


Figure 12 : Abaque du NV65 donnant C_e en fonction de α

alpha	70	64	58	52	46	40	31	28	22	16
Ce Sous vent	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5
Ce au vent	0,7	0,5	0,38	0,05	-0,05	-0,4	-0,8	-0,8	-1	-1,1

Tableau 4: valeur de C_e en fonction de l'angle d'inclinaison

b) Pour le vent normal aux pignons:

Le règlement nous donne pour ce cas la valeur : $C_e = -0.5$



II.2.7.2 Les coefficients C_i :

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, $\mu < 5\%$, on a d'après (RIII 2,141) soit :

Vent normal au long pan : $\gamma_0=1$

✓ Une surpression : $C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 * \gamma_0)$ d'où $C_i = 0.3$

✓ Une dépression : $C_i = -0.6 (1.3 * \gamma_0 - 0.8)$ d'où $C_i = -0.3$

Vent normal au pignon :

$\lambda_b = h/b = 0.48$ donc $\gamma_0 = 0.98$ (Abaque page 89)

✓ Une surpression : $C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 * \gamma_0)$ d'où $C_i = 0.315$

✓ Une dépression : $C_i = -0.6 (1.3 * \gamma_0 - 0.8)$ d'où $C_i = -0.284$

On récapitule ces valeurs dans ce tableau :

	Vent normal au long pan	Vent normal au pignon
surpression	0.3	0.315
dépression	-0.3	-0.284

Tableau 5:valeurs de C_i

II.2.8 Les actions résultantes :

Selon l'article 2,153 (valeurs limites) :

$$|C_e - C_i| \geq 0.3$$

a)-Vent normal au longpan avec surpression intérieure :

$$C_i = 0.3$$

Sur la toiture :

alpha	70	64	58	52	46	40	31	28	22	16
($C_e - C_i$) Sous vent	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7	-0,8
($C_e - C_i$) au vent	0,4	0,3	0,3	-0,3	-0,35	-0,7	-1,1	-1,1	-1,3	-1,4

Tableau 6:valeurs de $C_e - C_i$ du vent normal au longpan en surpression

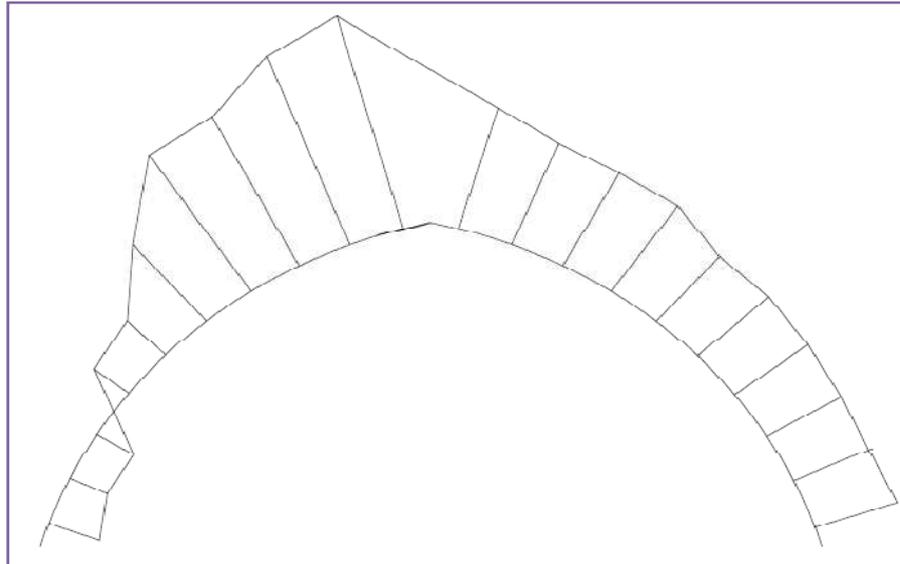


Figure 14: distribution Ce-Ci du vent normal au longpan en surpression

Sur les pignons :

Face au vent : $C_e - C_i = -0.5 - 0.3 = -0.8$

b)-Vent normal **au longpan** avec **dépression** intérieure :

$$C_i = -0.3$$

Sur la toiture :

alpha	70	64	58	52	46	40	31	28	22	16
(Ce- Ci) Sous vent	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
(Ce- Ci) au vent	1	0,8	0,68	-0,35	-0,3	-0,3	-0,5	-0,5	-0,7	-0,8

Tableau 7: valeurs de Ce-Ci du vent normal au longpan en dépression

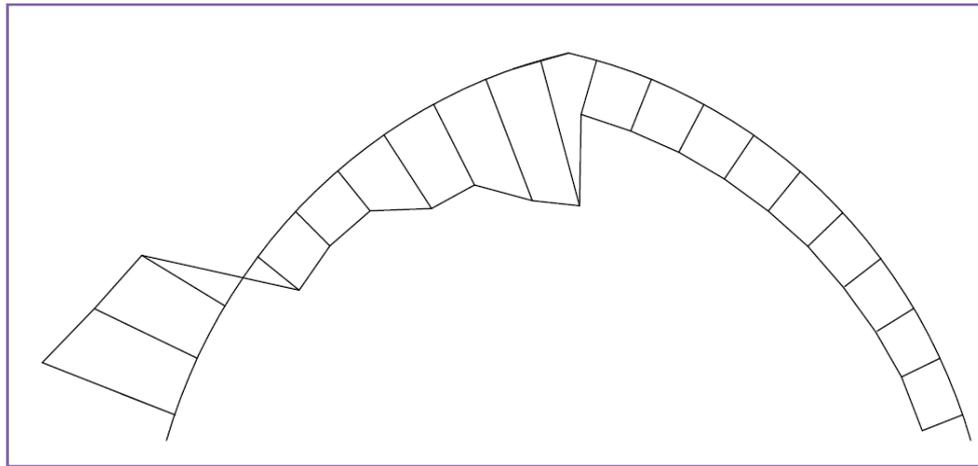


Figure 15: distribution C_e-C_i du vent normal au longpan en dépression

Sur les pignons :

Face au vent : $C_e-C_i = -0.5 - (-0.3) = -0.2$, on prend **-0.3**

c)-Vent normal **au pignon** avec **surpression** intérieure :

Sur la toiture :

$$C_e - C_i = -0.5 - 0.315 = -0.815$$

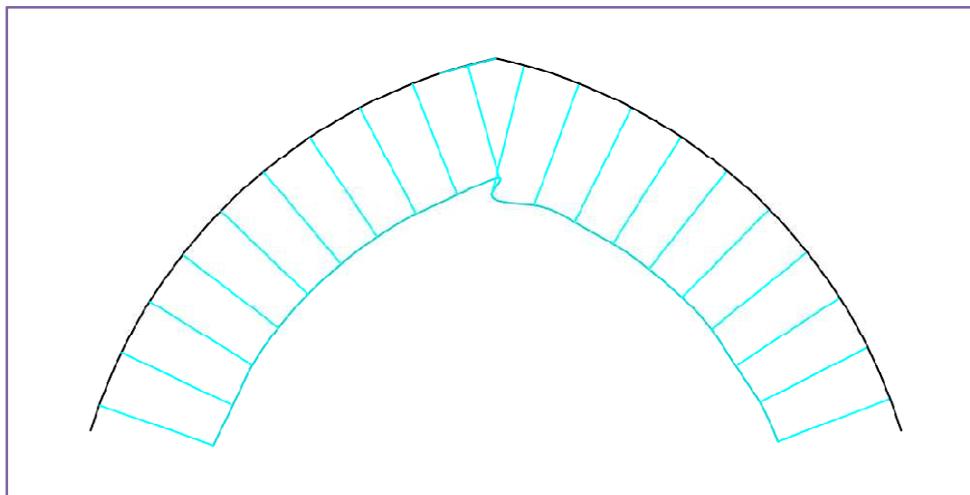


Figure 16: distribution C_e-C_i du vent normal au pignon en surpression

Sur les pignons :

Face au vent : $C_e-C_i = 0.8 - 0.315 = \mathbf{0.485}$

Sous le vent : $C_e-C_i = -0.474 - 0.315 = \mathbf{-0.789}$

d)-Vent normal **au pignon** avec **dépression** intérieure :

Sur la toiture :



$$C_e - C_i = -0.5 + 0.284 = -0.3$$

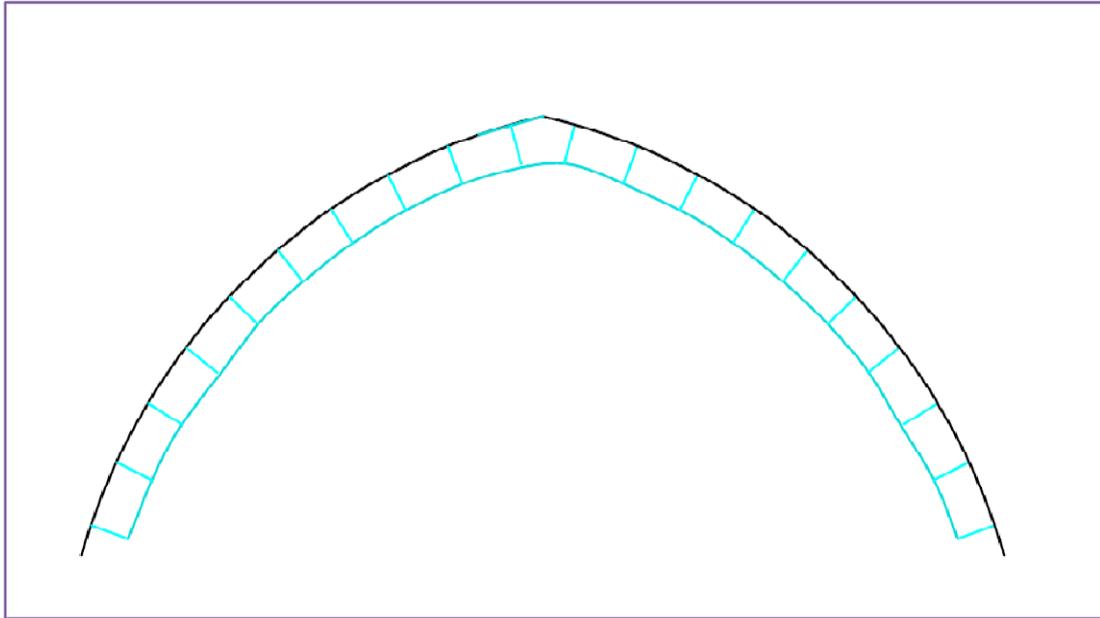


Figure 17: distribution $C_e - C_i$ du vent normal au pignon en dépression

Sur les pignons :

Face au vent : $C_e - C_i = 0.8 - (-0.284) = 1.084$

Sous le vent : $C_e - C_i = -0.474 - (-0.284) = -0.19$ on prend **-0.3**.

II.2.9 Calcul du coefficient de majoration dynamique β :

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à l'unité. Ce coefficient β est donné par la formule :

$$\beta = 1 + \xi \tau$$

ξ : coefficient de réponse, est donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation.

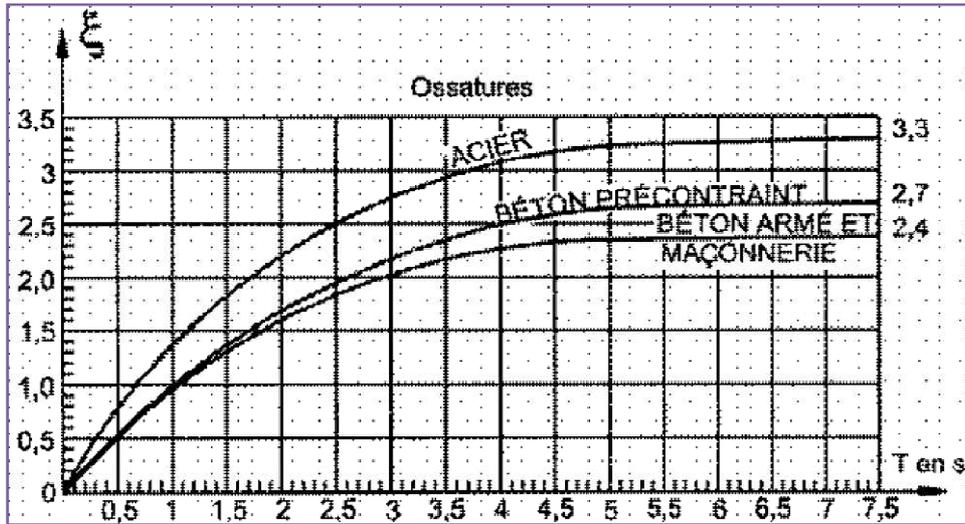


Figure 18: Abaque du NV65 donnant ξ en fonction de la période T

On a $T = 1.649$ s d'où $\xi = 1.4$

τ : coefficient de pulsation, est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol par l'échelle fonctionnelle suivante :

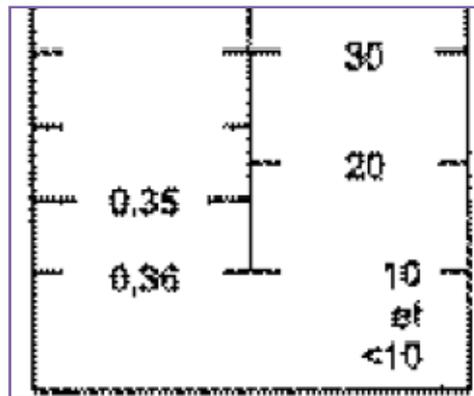


Figure 19: τ en fonction de la hauteur H

$H=27$ donc $\tau=0.332$

θ : coefficient global dépendant du type de construction, pour le cas de notre construction, θ est donné en fonction de la cote H_s de son sommet par :

- 0,70 pour $H_s \leq 30$ m
- $0,70 + 0,01 (H_s - 30)$ pour $30 \text{ m} < H_s < 60$ m
- 1 pour $H_s \geq 60$ m

$H_s=27$ donc $\theta = 0.7$



D'où le coefficient d'amplification dynamique est égal à :

$$\beta = 1.025$$

Enfin on trouve :

- ⊕ Vent normal au longpan : $q = 96.57 K_h (C_e - C_i)$
- ⊕ Vent normal aux pignons : $q = 126.02 (C_e - C_i)$

II.2.10 Calcul de la pression normale du vent :

a) Vent normal au longpan avec surpression intérieure :

Sur la toiture :

alpha	70	64	58	52	46	40	31	28	22	16
q_n sous le vent	-60,84	-60,84	-60,84	-64,49	-	-	-	-	-85,85	-98,89
q_n au vent	38,628	28,97	28,97	-30,71	68,14	67,79	81,79	83,82	-159,4	-173,1
					37,86	79,09	128,5	131,7		

Tableau 8: pression normal du Vent normal au long pan avec surpression intérieure

Sur les pignons:

Face au vent : $q_n = 62,29 \text{ daN/m}^2$

Sous le vent : $q_n = -98,29 \text{ daN/m}^2$

b) Vent normal au longpan avec dépression intérieure :

Sur la toiture :

alpha	70	64	58	52	46	40	31	28	22	16
q_n ss vent	-28,97	-28,97	-29	-30,71	-32,45	33,896	-35,05	-35,92	-36,79	-37,08
q_n au vent	96,57	77,256	65,67	-35,83	-32,45	-33,9	-58,42	-59,87	-85,85	-98,89

Tableau 9: pression normal du Vent normal au long pan avec dépression intérieure

Sur les pignons:

Face au vent : $q_n = 135 \text{ daN/m}^2$

Sous le vent : $q_n = -37,37 \text{ daN/m}^2$



c) Vent normal au pignon avec surpression intérieure :

Sur la toiture :

$$q_n = -102,71 \text{ da N/m}^2$$

Sur les pignons:

$$\text{Face au vent : } q_n = 61,12 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Sous le vent : } q_n = -99,43 \text{ daN/m}^2$$

d) Vent normal au pignon avec dépression intérieure :

Sur la toiture :

$$q_n = -37,81 \text{ da N/m}^2$$

Sur les pignons:

$$\text{Face au vent : } q_n = 136,6 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Sous le vent : } q_n = -37,8 \text{ daN/m}^2$$



II.2 Calcul du vent avec L'Eurocode 1 :

II.2.1 Explication de l'action du vent et de la réponse des structures :

Les actions exercées par le vent varient en fonction du temps. Elles s'appliquent directement sur les parois extérieures des constructions fermées et, du fait de la porosité de ces parois extérieures, elles agissent indirectement sur les parois intérieures. Elles peuvent aussi affecter directement les parements internes des constructions ouvertes. Des pressions s'exercent sur les parois, produisant des efforts perpendiculaires aux parois de la structure ou des éléments de façade individuels. De plus, lorsque des parois de grande surface sont balayées par le vent, des forces de frottement non négligeables peuvent se développer tangentiellement à la surface.

II.2.2 Pression du vent sur les parois :

II.2.2.1 Pression extérieure :

La pression du vent w_e qui s'exerce sur les faces extérieures d'une construction doit être calculée par la formule suivante :

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot C_{pe}$$

Où :

C_{pe} est le coefficient de pression extérieure.

II.2.2.2 Pression intérieure :

La pression du vent w_i qui s'exerce sur les faces intérieures d'une construction doit être calculée par la formule suivante :

$$w_i = q_{ref} \cdot c_i(z_i) \cdot C_{pi}$$

Où :

C_{pi} est le coefficient de pression intérieure.

II.2.2.3 Pression nette :

La pression nette du vent sur un mur ou un élément est égale à la différence des valeurs algébriques des pressions qui s'exercent sur chaque paroi. La pression dirigée vers la paroi est considérée comme positive, tandis que la succion s'éloignant de la paroi est négative.



II.2.3 Pression de référence du vent :

La pression dynamique moyenne de référence du vent, q_{ref} , doit se calculer comme suit :

$$q_{ref} = (\rho/2)v_{ref}^2$$

Où :

V_{ref} est la vitesse de référence du vent.

ρ est la masse volumique de l'air.

La masse volumique de l'air dépend de l'altitude, de la température et de la pression probable du lieu au cours des tempêtes de vent. Sauf indication contraire, ρ doit être prise égale à **1,25 kg/ m³**.

II.2.3.1 Vitesse de référence du vent :

La vitesse de référence du vent, V_{ref} est la vitesse moyenne sur 10 min à 10 m au-dessus du sol d'un terrain de catégorie II, avec une probabilité annuelle de dépassement de 0,02 (communément désignée comme période de retour moyenne de 50 ans).

Elle doit être calculée de la manière suivante :

$$V_{ref} = C_{DIR} \cdot C_{tem} \cdot C_{ALT} \cdot V_{ref,0}$$

Où :

- $V_{ref,0}$: est la valeur de base de la vitesse de référence du vent.
- C_{DIR} : est un coefficient de direction pris égal à 1 sauf spécification contraire.
- C_{tem} : est un coefficient pour construction temporaire (saisonnier) pris égal à 1 sauf spécification contraire.
- C_{ALT} est un coefficient d'altitude pris égal à 1 sauf spécification contraire.

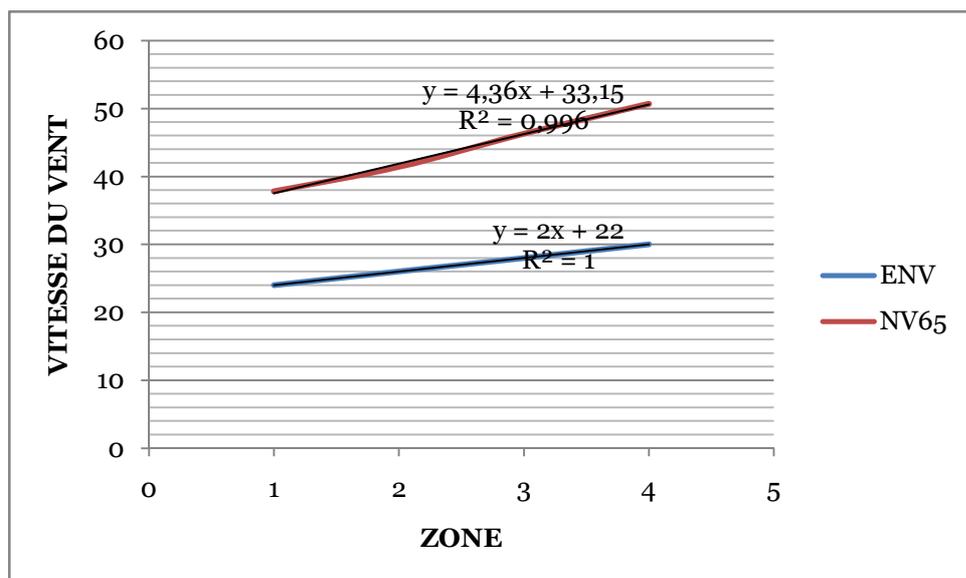


Figure 20: corrélation entre la vitesse en NV65 et EC1



A la vitesse extrême de **50 m/s** de la région 3, on fait correspondre une vitesse **Vref,0** (diagramme ENV).

On obtient ainsi **Vref,0= Vref = 29,73 m/s**. Cette valeur n'est certes pas exacte, étant donné que l'effet du vent au Maroc est différent de celui de la France, de plus, la variation polynomiale du vent n'est qu'une approximation. Elle représente malgré tout une valeur plus approchée dont on peut se servir par la suite.

II.2.3.2 Paramètres du vent

a. Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité, $Cr(z)$, couvre la variation de la vitesse moyenne du vent au lieu où est située la construction, en fonction de :

- ✦ sa hauteur au-dessus du niveau du sol.
- ✦ la rugosité du terrain suivant la direction du vent.

Le coefficient de rugosité à une hauteur z est défini par la loi logarithmique :

$$Cr(z) = k_T \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{pour } z_{\min} < z < 200 \text{ m}$$

$$Cr(z) = Cr(z_{\min}) \quad \text{pour } z < z_{\min}$$

Où :

- K_T est le coefficient de terrain (rugosité) ;
- z_0 est le paramètre de rugosité du terrain ;
- z_{\min} est la hauteur minimale.

Ces paramètres dépendent de la catégorie de terrain. Le tableau ci-dessous résume les paramètres correspondant à notre cas.

Catégories de terrain	K_T	z_0 [m]	z_{\min} [m]	k_R	ϵ
4. Zone urbanisée, industrielle ou forestière	0,23	0,75	12	0,21	0,40

Tableau 10: paramètres de rugosité du terrain

b. Le coefficient de topographie

Le coefficient de topographie $ct(z)$ couvre l'accroissement de la vitesse moyenne du vent soufflant sur des collines et dénivellations isolées, hors de régions montagneuses. Il est défini comme suit :

$$\text{➤ } Ct = 1 \quad \text{pour } \varnothing < 0,05$$



$$\text{Ct} = 1 + S_{\max} \left(1 - \frac{|X|}{K_{\text{red}}L}\right) \cdot e^{-\alpha z/L} \text{ pour } \varnothing \geq 0,05$$

Où :

- S_{\max} est un coefficient donné en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L
- \varnothing est la pente du versant au vent, en suivant la direction du vent ($\varnothing = H/2L_H$) ;
- L_H est la demi-longueur du versant au vent, en suivant la direction du vent.
- H est la hauteur de l'obstacle.
- L est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur :
 - ✓ $L = L_H$ pour $\varnothing < 0,25$
 - ✓ $L = 2H$ pour $\varnothing > 0,25$
- X est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle.
- Z est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré.
- K_{red} et α sont des coefficients définis dans un Tableau.

Pour notre cas : $\text{Ct} = 1$

c. Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition $c_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie et de la hauteur au-dessus du sol sur la vitesse moyenne du vent et sur la turbulence. Il est défini comme suit :

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot (1 + 2gI_v(z))$$

Où :

g : est le facteur de pointe ;

$I_v(z)$: est l'intensité de la turbulence, donnée par :

$$I_v(z) = \frac{k_R}{c_r(z) \cdot c_t(z)}$$

Où :

k_R est un coefficient de turbulence fonction de la rugosité du terrain, donné dans un tableau.

Pour les besoins de la codification des calculs, il est admis que la charge de pointe quasi-statique est obtenue à partir de :

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \left[1 + \frac{7k_R}{c_r(z) \cdot c_t(z)} \right]$$

d. Coefficient dynamique de réponse aux rafales C_d :

Les valeurs de C_d données par les abaques sont fondées sur des valeurs courantes des paramètres correspondants et sur les équations simples pour la fréquence.

Pour les structures traditionnelles, ces hypothèses et équations ont été jugées acceptables et les abaques indiquent les valeurs des limites supérieures de C_d propres à leurs champs d'application respectifs. Ces valeurs sont particulièrement prudentes pour les structures implantées sur des terrains de catégories II à IV.

Il convient de prêter une attention particulière aux structures spéciales présentant une forme ou une flexibilité inhabituelle.

L'abaque ci-dessous fournit des valeurs de C_d applicables aux bâtiments, en fonction des matériaux utilisés pour leur constitution.

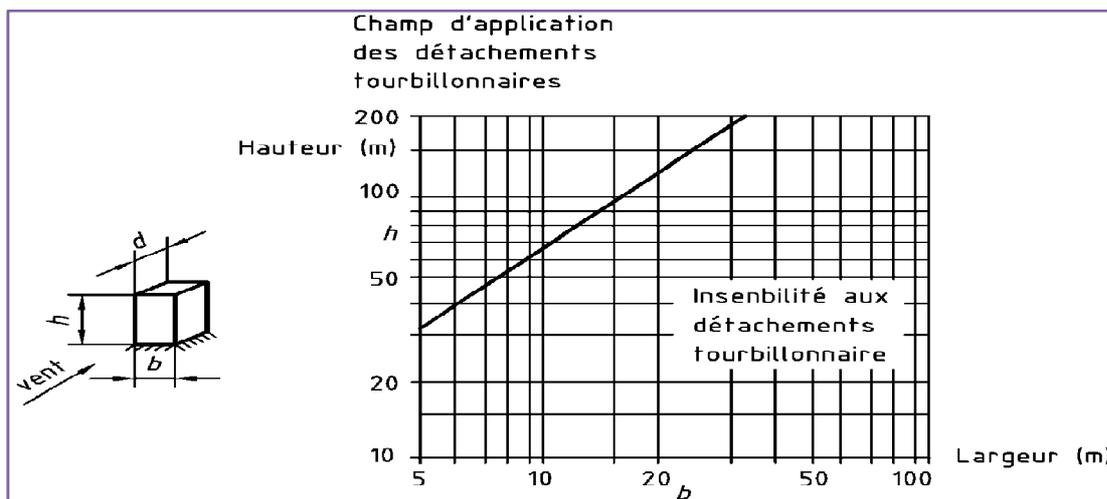


Figure 21: Abaque de l'Eurocode 1 concernant l'insensibilité aux détachements tourbillonnaires

Donc dans notre cas, $C_d=1$ (insensibilité aux détachements tourbillonnaires).

e. Coefficients aérodynamiques :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des bâtiments et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée A . Ils sont fournis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et de 10 m^2 , sous les notations respectives $C_{pe, 1}$ et $C_{pe, 10}$ par les tableaux appropriés en fonction des différentes configurations de bâtiments. Pour d'autres surfaces chargées, les valeurs de ces coefficients s'obtiennent par interpolation logarithmique.

Il convient de diviser la toiture en différentes zones.

La hauteur de référence est la suivante :

$$Z_e = h + f/2$$

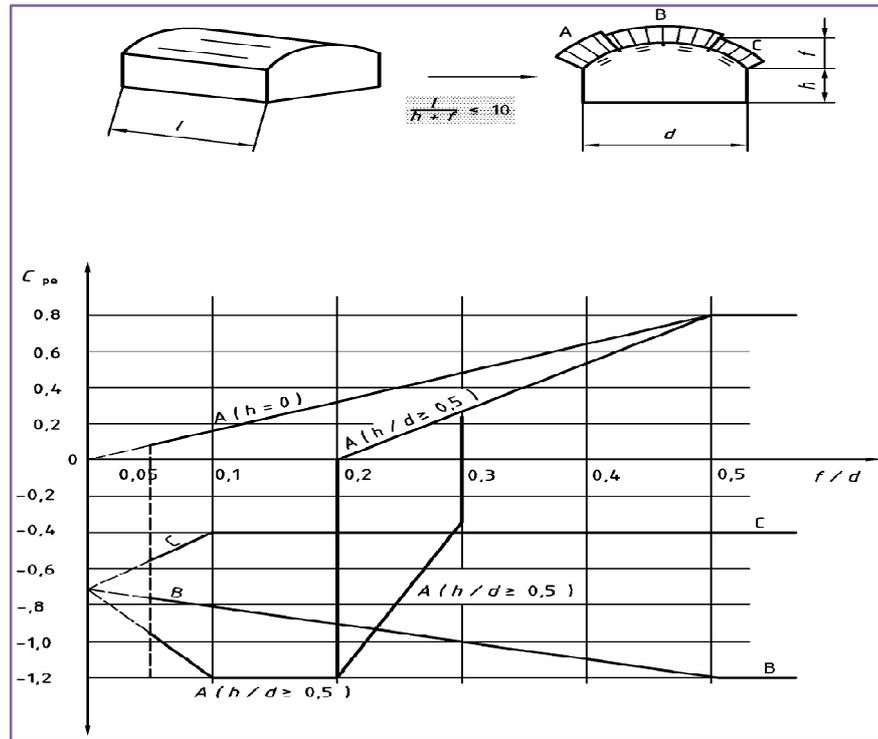


Figure 22 :Abaque de l'Eurocode 1 donnant Cpe en fonction du rapport f/d

II.2.4 vent transversal:

On a $f/d=0,5$ donc d'après l'abaque on trouve :

II.2.4.1 Pression extérieure :

Sur longpan :

On a $z_e = h + f/2 = 13,6m$

Donc $C_r(z_e) = 0,6665$

Donc $C_e(z_e) = 1,424$

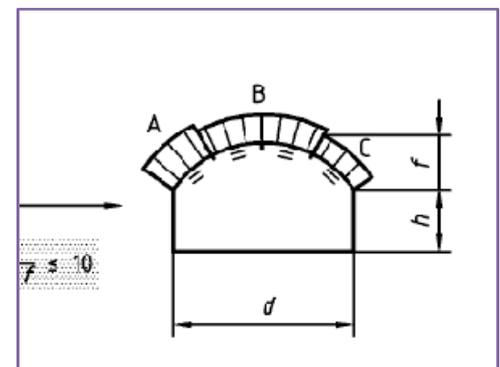


Figure 23:les zones de distribution du vent selon l'Eurocode 1

Pour notre cas

$h=0$

zone	A	B	C
Cpe	0,8	-1,2	-0,4

Tableau 11:valeurs de Cpe dans les différentes zones de la toiture



Tout calcul fait on trouve :

	A	B	C
we	61,67	-92,51	-30,84

Tableau 12: pression extérieure appliquée sue la toiture

Sur le pignon :

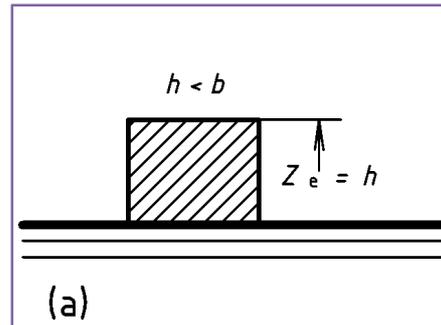


Figure 24 :Hauteur de référence z_e en fonction de h et b

On trouve $z_e=27,2m$

Donc $C_r=0,826$ et $C_e(z_e)=1,896$

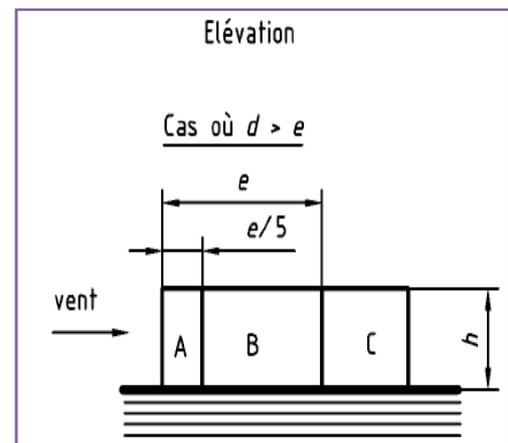
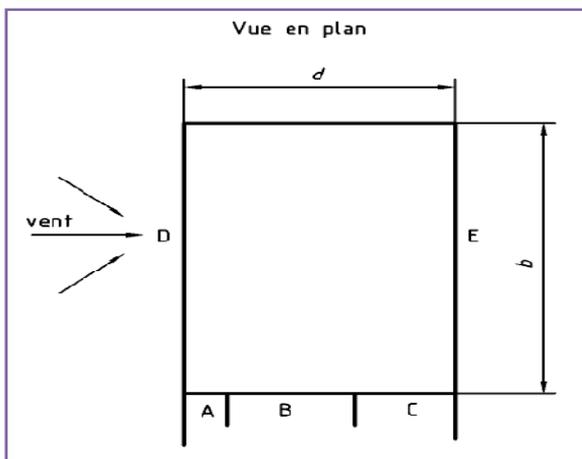


Figure 25: zones de distribution du vent sur paroi verticale selon l'EN 1991-1-4

Dans notre cas on n'a que les faces A, B et C:

- ✓ $d=56,2$ m
- ✓ $b= 370$ m
- ✓ $e= \min (2h, b) = 54,4$ m
- ✓ $d /h=2,066$

Les valeurs des coefficients de pression externe $c_{pe,10}$ et $c_{pe,1}$ des zones A, B, C, D et E sont données par le tableau 10.2.1, en fonction du rapport d/h . Les valeurs intermédiaires peuvent être déterminées par interpolation linéaire ;

zone	A	B	C
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5

Tableau 13: valeurs de C_{pe} sur pignon

Tout calcul fait on trouve :

zone	A	B	C
we	-102.65	-82.12	-51.32

Tableau 14: pression extérieure sur pignon

II.2.4.2 Pression intérieure :

La hauteur de référence z_i , en l'absence de cloisonnement intérieur et de planchers intermédiaires, est la hauteur moyenne des ouvertures réparties de manière homogène. Après un calcul sur Excel, on trouve que :

$$Z_i = 4,58$$

$$\text{D'ou } C_r(z_i) = 0,6377$$

$$C_e(z_i) = 1,344$$

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures des parois sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces des ouvertures des parois au vent, sous le vent parallèles au vent}}$$

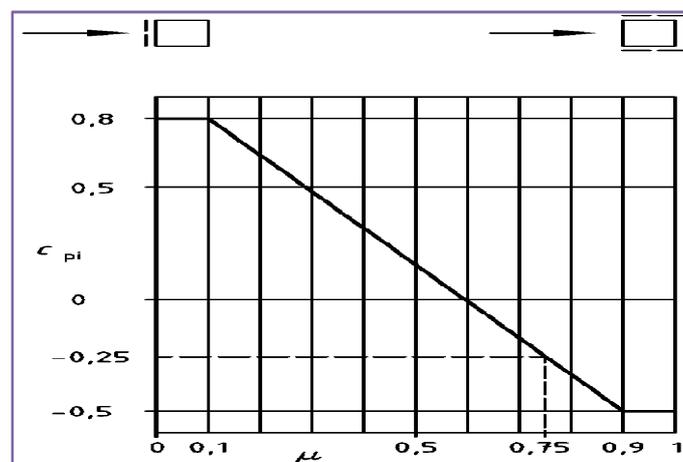


Figure 26: Abaque donnant C_{pi} en fonction de μ



S des ouvertures du pignon sud	56,25
S des ouvertures du pignon nord	63,25
S des ouvertures face au vent	436
S des ouvertures parallèles et au vent	555,5
S P+AU+SS	991,5
μ	0,560262

En utilisant l'abaque on trouve :
 $C_{pi}=0.0525$

Tableau 15: paramètres de calcul de μ

Tout calcul fait on trouve :

	A	B	C
w_i	3,819922	3,819922	3,819922

Tableau 16: pression intérieure

II.2.4.3 Résultats obtenus:

	A	B	C
C_{pe}	0,8	-1,2	-0,4
w_e	61,67312	-92,5097	-30,8366
C_{pi}	0,0525	0,0525	0,0525
w_i	3,819922	3,819922	3,819922
w_e-w_i	57,85319	-96,3296	-34,6565

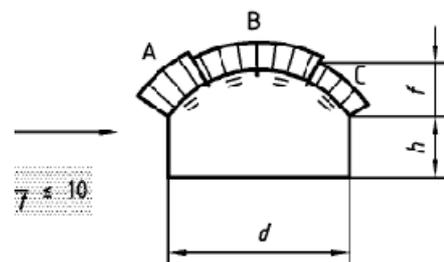


Tableau 17: pression dynamique sur la toiture calculé par l'EN 1991-1-4

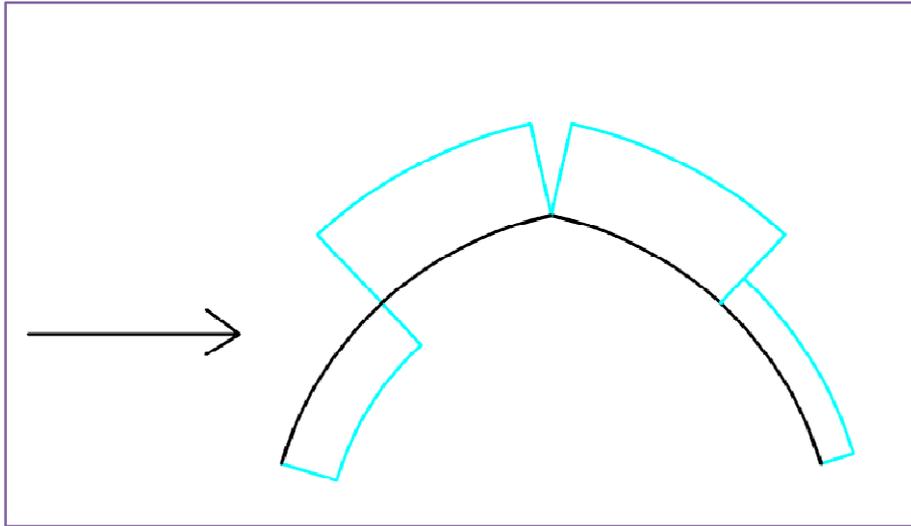


Figure 27: distribution du vent sur la toiture selon l'EN 1991-1-4

zone	A	B	C
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5
w _e	-102.65	-82.12	-51.32
w _i	3,82	3,82	3,82
w _{e-wi}	-106.47	-85.94	-55.14

Tableau 18: Pression dynamique sur pignon calculée par l'EN-1991-1-4

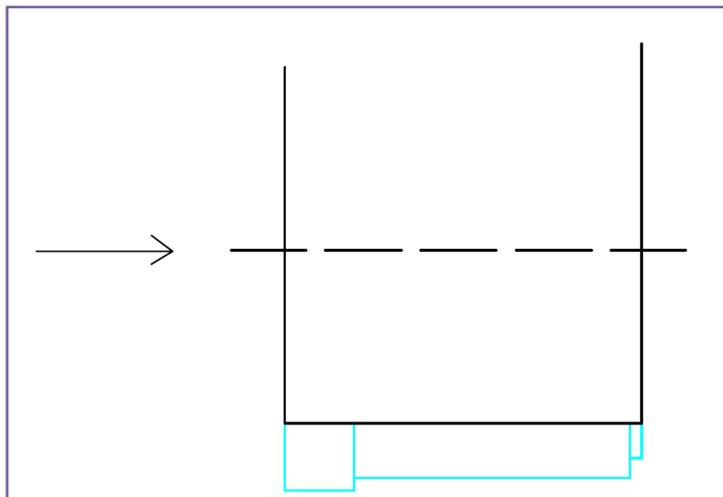


Figure 28: distribution du vent sur le pignon selon l'EN 1991-1-4



On signale que pour le calcul du vent longitudinal l'EUROCODE ne donne aucune spécification.

II.3 Comparaison entre les des deux règlements :

II.3.1 comparaison des résultats du calcul :

α	70	64	58	52	46	40	31	28	22	16
q Sous vent (NV65)	-60,84	-60,84	-60,84	-64,49	-68,14	-67,79	-81,79	-83,82	-85,85	-98,89
q avec l'Eurocode	-34,65	-34,65	-34,65	-34,65	-34,65	-96,32	-96,32	-96,32	-96,32	-96,32
q au vent (NV65)	38,628	28,97	28,97	-30,71	-37,86	-79,09	-128,5	-131,7	-159,4	-173,1
q avec l'Eurocode	57,85	57,85	57,85	57,85	57,85	-96,32	-96,32	-96,32	-96,32	-96,32

Tableau 19: Comparaison des résultats du NV65 et du EN 1991-1-4

On constate alors :

- ✓ Le même sens de poussée du vent pour les deux calculs.
- ✓ Les mêmes valeurs pour la zone B (intermédiaire).
- ✓ Le NV65 est plus défavorable dans la zone C.
- ✓ L'Eurocode est plus défavorable dans la zone A.

II.3.2 Comparaison générale:

Les pressions dynamiques de référence de l'ENV et de «base» des Règles NV 65 diffèrent également profondément par leur définition : la référence des Règles NV 65 correspond à une vitesse de pointe alors que V_{ref} de l'ENV correspond à une vitesse moyenne sur 10 minutes. L'ENV et les Règles NV 65 diffèrent également par la définition même de l'événement météorologique considéré. Comme cela a été dit, l'ENV considère la tempête «cinquantennale».

Les Règles NV 65 définissent le vent « normal » à partir d'une statistique des vitesses maximales journalières. Il est clair que l'ENV majore très sensiblement le niveau du vent de référence. La prise en compte de l'effet réducteur de la forte rugosité du sol dans les zones construites compense cette majoration. Au total, pour ces deux aspects, il en résultera une meilleure répartition, à niveau moyen égal, de la sécurité des constructions.



Chapitre III : Calcul des pannes



Les pannes sont des pièces destinées à porter la couverture, elles sont assemblées sur les arcs en béton et ont pour rôle de :

- Supporter les charges de la couverture et les charges climatiques, puis de les transmettre aux arcs.
- Constituer un appui pour les plaques de la couverture.

III.1 Principe de calcul :

Les pannes seront soumises à une flexion déviée, et ce à cause de la pente de la toiture.

La charge permanente agit donc verticalement sur les pannes et sera donc décomposée en 2 composantes. Une parallèle à l'âme et l'autre perpendiculaire.

Compte tenu de la pente de la toiture, les pannes sont posées inclinées d'un angle α par rapport à l'horizontal.

Les charges appliquées sur les pannes sont :

- ⊕ Les charges verticales :
 - ✓ Poids propre de la panne.
 - ✓ Le poids de la couverture : 10kg/m^2 .

La résultante de ces charges se décompose en une charge f parallèle à l'âme de la panne et une charge t perpendiculaire à l'âme, qu'il convient de prendre en compte, afin d'éviter tout risque de déversement latéral.

- ⊕ La charge du vent appliquée perpendiculairement à l'arc, donc parallèlement à l'âme de la panne.

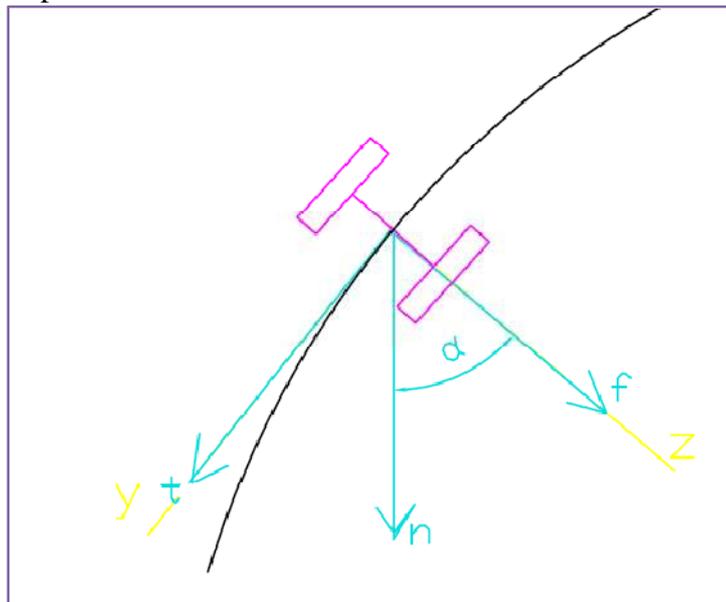
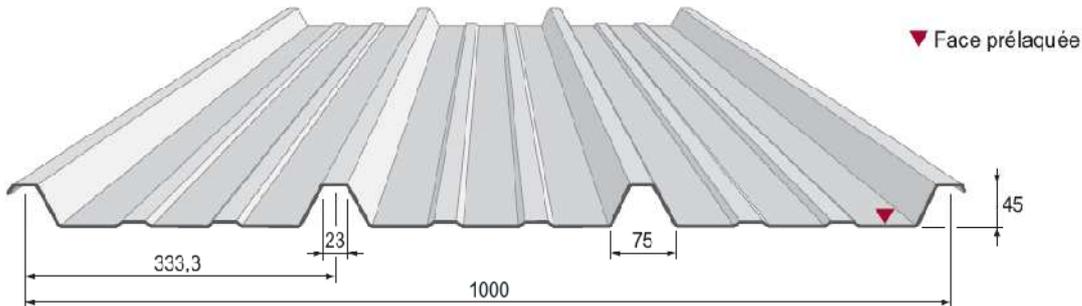


Figure 29: axes de projection des efforts sur la panne

On va dimensionner les pannes suivant le règlement **CM66** et aussi **l'Eurocode**, pour continuer dans le même travail de comparaison entre les deux règlements qu'on a commencé depuis le calcul des surcharges climatiques.

On doit tout d'abord estimer l'espacement des pannes lié aux caractéristiques de la couverture.

Nous avons une couverture de type **NERVESCO** prélaquée avec les caractéristiques suivantes :



NERVESCO 3.45.1000 TS	CHARGES D'EXPLOITATION NON PONDEREES EN daN/m ²	2 APPUIS				3 APPUIS				4 APPUIS			
		0,63	0,75	0,88	1,00	0,63	0,75	0,88	1,00	0,63	0,75	0,88	1,00
CHARGES DESCENDANTES	45	2,40	2,75	3,15	3,50	2,60	3,30	3,80	4,00	2,60	3,30	3,80	4,00
	55	2,40	2,75	3,15	3,50	2,60	3,30	3,80	4,00	2,60	3,30	3,80	4,00
	65	2,40	2,75	3,15	3,45	2,60	3,30	3,80	4,00	2,60	3,30	3,80	4,00
	75	2,40	2,75	3,15	3,30	2,60	3,30	3,70	3,85	2,60	3,30	3,70	3,85
	90	2,40	2,75	3,00	3,10	2,60	3,25	3,50	3,65	2,60	3,30	3,50	3,65
	100	2,40	2,75	2,90	3,00	2,60	3,10	3,35	3,55	2,60	3,10	3,35	3,50
	125	2,40	2,55	2,70	2,80	2,55	2,80	3,00	3,20	2,55	2,80	3,05	3,20
	150	2,20	2,35	2,55	2,65	2,30	2,55	2,75	2,90	2,35	2,60	2,80	2,95
	175	2,05	2,20	2,35	2,50	2,15	2,35	2,55	2,70	2,15	2,40	2,60	2,75
	200	1,90	2,05	2,20	2,35	1,90	2,20	2,40	2,55	2,05	2,25	2,40	2,60
	225	1,70	1,95	2,10	2,25	1,70	2,00	2,25	2,40	1,85	2,10	2,30	2,45
	250	1,55	1,80	2,00	2,10	1,55	1,80	2,10	2,30	1,70	1,95	2,20	2,30

Tableau 20: espacement entre pannes

On choisit une couverture sur 3 appuis avec un espacement de 2m entre les pannes.



III.2 Calcul des sollicitations :

III.2.1 Charges permanentes :

Poids propre de la couverture :

Il est estimé à 10Kg/m^2 pour le type NERVESCO donc la charge due au poids de la couverture exercée sur les pannes est donnée par les relations suivantes :

$$\checkmark G_z = G \cdot \cos(\alpha)$$

$$\checkmark G_y = G \cdot \sin(\alpha)$$

Avec :

- $G = 10 \cdot L$ ($L = 2\text{m}$: est la longueur supportée par chaque panne°)
- α est la pente du portique

Poids propre des pannes :

Par la même méthode de calcul du poids de la couverture on calcule les deux composantes Q_z et Q_y :

$$Q_z = q \cdot \cos(\alpha)$$

$$Q_y = q \cdot \sin(\alpha)$$

Avec q : poids propre de la panne par unité de longueur.

III.2.2 Surcharge:

Surcharge d'exploitation :

On a : α entre 0 et 20°

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

α : angle d'inclinaison.

α entre 20 et 40°

$$Q = 50 \text{ daN/m}^2$$

Et une charge répartie de montage de 20Kg/m^2 qui donne une charge linéaire sur les pannes calculée par la même méthode que le poids de la couverture.

Les surcharges climatiques :

Le vent souffle dans toutes les directions mais pour le calcul on suppose que la direction d'ensemble moyenne est horizontale et on considérera les directions les plus dangereuses :

Vent longitudinal :

C'est le vent qui souffle suivant l'axe longitudinal du hangar, ce vent sera repris par le contreventement.

Vent transversal :

Les sollicitations du vent sont déjà calculées dans le chapitre précédent.



III.3 Dimensionnement des pannes de la 1ère variante avec le règlement CM66:

III.3.1 Les Combinaisons des sollicitations :

Selon le règlement CM66 (Art 1,21), on considérera les combinaisons suivantes :

- ⊕ Combinaisons pondérées:
 - 1.33G + 1.5Q
 - G + 1.75V
 - 17/12 x (Q + V) + 1.33G
 - 17/12 x (Q + V) + G
 - 1.33G + 3/2 V
- ⊕ Combinaisons non pondérées:
 - G + Q
 - G + W_n
 - G + W_n + Q

III.3.2 Vérification de la résistance

Calcul des moments :

Le système des pannes est isostatique donc les moments sont donnés par les formules suivantes :

Les charges sont réparties uniformément donc le moment maximal est le moment isostatique :

$$\begin{cases} M_z = \frac{q_z \times L^2}{8} \\ M_y = \frac{q_y \times L^2}{8} \end{cases}$$

Calcul des contraintes :

Le calcul des contraintes est fait selon les caractéristiques du profilé choisi et aussi selon les directions des charges

Donc les contraintes de flexion sont données par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_z = \frac{M_z \times b/2}{I_z} \\ \sigma_y = \frac{M_y \times h/2}{I_y} \end{cases}$$

Les contraintes dues à chaque charge sont calculées par la relation suivante :

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_y$$

On opte ainsi pour le profilé vérifiant la condition suivante :



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

Pour HEA180, on a les caractéristiques suivantes :

HEA180	
poids linéaire	35,5
longueur	5,5
I_y	2510
I_z	924,6
h/2	0,0855
b/2	0,09

Tableau 21:caractéristiques du profilé HEA 180

Pour IPE240, on a :

IPE240	
poids linéaire	30,7
longueur	5,5
I_y	3892
I_z	283,6
h/2	0,12
b/2	0,06
J	12,88

Tableau 22:caractéristiques du profilé IPE 240

Les résultats sont donnés dans les tableaux Excel (voir annexe A-1), selon ces calculs, les deux profilés (IPE240 et HEA160) vérifient le critère de la résistance ($\sigma < \sigma_e = 235 \text{ MPa}$) :

Pour **IPE240** $\sigma = 20,57 \text{ daN/mm}^2$

Pour **HEA160** $\sigma = 19,60 \text{ daN/mm}^2$

III.3.3 Vérification de la flèche :

Pour le calcul des flèches, les combinaisons à prendre en compte sont les combinaisons les plus défavorables en sollicitations non pondérées :

Donc les combinaisons à vérifier sont :

G+Q, G+V, G+V+Q.

La combinaison la plus défavorable est G+Q+V (voir tableau Excel annexe A-2).

La flèche est donnée par la relation :

$$f = \frac{5PL^4}{384EI}$$



Ceci donne les résultats suivants :

	HEA160	IPE240
fz (mm)	16.78	7.22
fy (mm)	10.19	22.15

Tableau 23: comparaison des résultats de HEA 180 et IPE 240 pour la flèche

La déformation maximale f_{\max} est donnée par le règlement CM66 par le **1/200** de la portée de la panne soit donc une flèche maximale de :

$$f_{\max} = 5.5/200 = 27.5 \text{ mm}$$

On a pour les deux profilés $f > f_{\max}$, donc la flèche est vérifiée par IPE240 et HEA160.

III.3.4 Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement doit être toujours inférieure à la contrainte admissible. Selon CM66 (Art 1,313), la condition à vérifier est : **$1.54 \tau \leq \sigma_e$**

$$\text{Avec } \tau = \frac{T}{A_{\text{ame}}} \quad \text{et } T = Qz.L/2.$$

Un calcul avec Excel (voir annexe A-3) donne une valeur maximale de τ :

$$\text{Pour IPE240} \quad 1.54 * \tau_{\max} = 2.11 \text{ daN/ mm}^2$$

$$\text{Pour HEA160} \quad 1.54 * \tau_{\max} = 3.33 \text{ daN/ mm}^2$$

Le cisaillement est alors vérifié pour les deux profilés.

III.3.5 Vérification du déversement :

Le déversement des pièces fléchies est le second phénomène d'instabilité élastique, après le flambement, avec lequel il présente une analogie certaine.

Selon l'article 3,602 du CM 66, aucune vérification du déversement n'est nécessaire si la membrure comprimée supposée isolée peut résister au flambement latéral provoqué par la contrainte de flexion simple engendrée par les forces appliquées, c'est à dire si **$\sigma_d > \sigma_e$** .

- D'après CM 66, art. 3,611, la contrainte de non déversement est donnée par :

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



- D'après CM66, art.3.642 le coefficient C est donné en fonction de la répartition des charges et des conditions aux appuis.

La panne est simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, on a donc :

$$C = 1.132$$

D'après CM66, art.3.641, le coefficient D est donné en fonction des dimensions de la pièce par :

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \frac{J}{I_x} \frac{l^2}{h^2}}$$

Avec,

J: le moment d'inertie de torsion, donné dans le catalogue des profilés.

I_x : le moment d'inertie par rapport à G_x.

D'où **D = 1,58 pour HEA160**

D= 1,13 pour IPE240

D'après, CM66, art.3.643-2 le coefficient B qui dépend du niveau d'application de la charge, est donné par :

$$B = \sqrt{1 + \left(0.405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} - 0.405 \frac{\beta C}{D}$$

Le coefficient β est donné en fonction du mode d'appui et de la répartition des charges, on a : $\beta=1$

D'où : B =0,75 pour HEA160

B=0,67 pour IPE240

Donc :

Pour HEA160 on a $\sigma_d = 5,52 \text{ daN/mm}^2$

Pour IPE240 on a $\sigma_d = 0,54 \text{ daN/mm}^2$

La condition suffisante n'est pas vérifiée donc on effectue les calculs suivants :

On détermine un élancement : $\lambda = \frac{1}{h} \sqrt{\left(\frac{4}{BC} \cdot \frac{lx}{ly}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$

Et On déduit un coefficient de flambement K_0 d'après le tableau suivant :



Élancement λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,002	1,002	1,003
10	1,004	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,010	1,012	1,013
20	1,015	1,016	1,018	1,019	1,021	1,023	1,025	1,028	1,030	1,032
30	1,035	1,037	1,040	1,043	1,046	1,049	1,052	1,056	1,060	1,063
40	1,067	1,071	1,076	1,080	1,085	1,090	1,095	1,100	1,105	1,111
50	1,117	1,123	1,130	1,137	1,144	1,151	1,159	1,166	1,175	1,183
60	1,192	1,201	1,211	1,221	1,231	1,242	1,253	1,265	1,277	1,289
70	1,302	1,315	1,328	1,342	1,357	1,372	1,387	1,403	1,420	1,436
80	1,453	1,471	1,489	1,508	1,527	1,547	1,567	1,587	1,608	1,629
90	1,651	1,674	1,696	1,719	1,743	1,767	1,792	1,817	1,842	1,868
100	1,894	1,921	1,947	1,975	2,003	2,031	2,060	2,089	2,118	2,148
110	2,178	2,209	2,240	2,271	2,303	2,335	2,367	2,400	2,433	2,467
120	2,501	2,535	2,570	2,605	2,640	2,676	2,712	2,748	2,785	2,822
130	2,860	2,897	2,936	2,974	3,013	3,052	3,091	3,131	3,172	3,212
140	3,253	3,294	3,335	3,377	3,419	3,462	3,504	3,548	3,591	3,635
150	3,679	3,723	3,768	3,813	3,858	3,904	3,950	3,997	4,043	4,090
160	4,137	4,18	4,23	4,28	4,33	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58
170	4,63	4,68	4,73	4,78	4,83	4,88	4,94	4,99	5,04	5,09
180	5,15	5,20	5,26	5,31	5,36	5,42	5,48	5,53	5,59	5,64
190	5,70	5,76	5,81	5,87	5,93	5,99	6,05	6,11	6,16	6,22

Tableau 24:abaque du CM66 donnant le coefficient de flambement en fonction de l'élancement

Pour HEA160, on a: $\lambda=82,6$ donc $K_0=1,49$

Pour IPE240 on a: $\lambda=139,9$ donc $K_0=3,24$

Puis on détermine un coefficient de déversement K_d tel que :

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

Et on vérifie $\sigma_z \cdot K_d + \sigma_y < \sigma_e$

σ_l : La valeur maximale de la contrainte de flexion simple engendrée dans la pièce par les forces appliquées.

D'où :

Pour HEA160 $K_d= 1,34$ donc $\sigma_z \cdot K_d + \sigma_y = 23.96 > 23.5$ daN/ mm².

Pour IPE240 $K_d= 3,08$ donc $\sigma_z \cdot K_d + \sigma_y = 44.89 > 23.5$ daN/ mm².

Donc le déversement n'est pas vérifié pour les deux profilés HEA160 et IPE240. IPE240 a un poids linéaire supérieure à HEA160, de plus ce profilé est loin de vérifier le déversement. Nous avons pour solution d'augmenter les profilés ou bien utiliser des liernes.

Si on utilise une lierne par mi travée avec le profilé **IPE240**, On a :

$$\sigma_z \cdot K_d + \sigma_y = 29,52 > 24 \text{ daN/ mm}^2$$

Donc le déversement reste non vérifié.



Pour le profilé HEA160, si on utilise une lierne par travée, on obtient :

$$\sigma_z \cdot K_d + \sigma_y = 18,35 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

Donc le critère de déversement est bien vérifié pour le profilé **HEA160 avec les liernes**.

Si on utilise le profilé **HEA180 sans liernes**, on obtient :

$$\sigma_z \cdot K_d + \sigma_y = 17,82 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

Le risque du déversement est donc écarté.

III.4 Dimensionnement des pannes de la 1ère variante avec l'Eurocode 3:

III.4.1 Les Combinaisons des sollicitations :

On note :

- L'axe parallèle à l'âme est (GZ)
- L'axe perpendiculaire à l'âme est (GY).

Selon l'Euro code, les combinaisons de charges à considérer en ELU sont :

$$1,35^{(*)} \times \sum G_k + 1,50^{(**)} \times Q_{k.max}$$
$$1,35^{(*)} \times \sum G_k + 1,35^{(**)} \times \sum Q_k$$

G_k : Charge permanente ;

Q_k : Charge d'exploitation ;

$Q_{k.max}$: Charge d'exploitation qui provoque l'effet le plus défavorable ;

Soient les notations suivantes :

G_p : Poids propre de la panne ;

G_c : Poids propre de la couverture ;

Q : Charge d'exploitation

V_{ta} : Vent transversal au vent ;

V_{ts} : Vent transversal sous le vent ;

Les combinaisons de charges possibles sont :



- 1) $1,35 \times (G_p + G_c) + 1,5 \times V$
- 2) $1,35 \times (G_p + G_c) + 0 \times V$
- 3) $1 \times (G_p + G_c) + 1,5 \times V$
- 4) $1 \times (G_p + G_c) + 0 \times V$
- 5) $1,35 \times (G_p) + 1,35 \times Q$
- 6) $1,35 \times (G_p + G_c) + 1,35 \times V$
- 7) $1,35 \times (G_p) + 0 \times Q$
- 8) $1,35 \times (G_p + G_c) + 0 \times V$
- 9) $1 \times (G_p) + 1,35 \times Q$
- 10) $1 \times (G_p + G_c) + 1,35 \times V$
- 11) $1 \times (G_p) + 0 \times Q$
- 12) $1 \times (G_p + G_c) + 0 \times V$

La combinaison 8 est similaire à 2, on va donc l'éviter.

Les combinaisons 11 et 12 sont moins défavorables que la combinaison 2, on va les éviter donc.

III.4.2 Sollicitations de calcul :

On calcule les sollicitations pour les différentes inclinaisons des pannes et pour les différentes combinaisons sur une page d'Excel (voir annexe A-4), ce qui donne les résultats suivants :

	max	min
My=	3811	-1583.92
Mz=	1209.92	131.07
Vy=	645.29	69.9
Vz=	2032.53	-844.76

Tableau 25:sollicitations maximales calculées par EC3

Donc : $V_{y\max} = 645.29 \text{ daN}$; $V_{z\max} = 2032.53 \text{ daN}$

Et $M_{y\max} = 3811 \text{ daN.m}$; $M_{z\max} = 1209.92 \text{ daN.m}$

III.4.3 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$V_z \leq V_{pl.z}$$

$$V_y \leq V_{pl.y}$$

V_{pl} : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.



Avec :

$$V_{pl.z} = \frac{A_{vz} * \sigma_e}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

$$V_{pl.y} = \frac{A_{vy} * \sigma_e}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

γ_{M0} : Coefficient partiel pour résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section.

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Pour HEA180, on a :

$$A_{vz} = 14.47 \text{ cm}^2.$$

$$A_{vy} = 35.46 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$V_{pl.z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_M} = 17847.73 \text{ kg}$$

$$V_{pl.y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_M} = 43737.43 \text{ kg}$$

D'où, les conditions sont largement vérifiées :

$$V_z \leq V_{pl.z}.$$

$$V_y \leq V_{pl.y}.$$

De plus, on a $\frac{d}{t_w} = 20.33 \leq 69 * \varepsilon = 69$

Donc, on n'a pas besoin de vérifier l'âme au voilement sous cisaillement.

III.4.4 Calcul en plasticité :

La section médiane est soumise à une flexion légèrement déviée. Le profilé choisi est HEA180. Il est de classe 1. Donc les vérifications se feront en plasticité.

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1.00$$

On a :

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1.$$



Calculons le moment plastique dans les deux directions :

Pour HEA180 on a: $W_{pl,y} = 324.9 \text{ cm}^3$

$$W_{pl,z} = 156.5 \text{ cm}^3.$$

Donc :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} * \sigma_e}{\gamma_{M1}} = 6941.05 \text{ daN.m.}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} * \sigma_e}{\gamma_{M1}} = 3343.41 \text{ daN.m}$$

Et on a : $M_y = 36,02 \text{ daN.m}$; $M_z = 1382,21 \text{ daN.m}$

Donc :

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{pl,z}}\right)^\beta = 0,66 \leq 1,00$$

La condition est vérifiée, donc le profilé choisi convient.

III.4.5 Vérification au déversement :

Les pannes sont soumises à des moments fléchissants bi axiaux (M_y et M_z).

On doit vérifier : $M_f < M_{b,Rd}$

On a :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} * \sigma_e}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

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

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

Calculons $\bar{\lambda}_{LT}$:

On a HEA180 est de classe I, donc :



$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w * \frac{W_{pl,y} * \sigma_e}{M_{cr}}}$$

Pour la classe I, on a : $\beta_w=1$

On a une poutre à section transversale constante et doublement symétrique et chargée au niveau de son centre de gravité, donc la formule du moment M_{cr} s'écrit :

Avec :

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{l_{LT}^2} * \sqrt{\frac{(\frac{K}{K_w})^2 * I_w + 0.039 * l_{LT}^2 * I_t}{I_z}}$$

On a : $K = K_w = 1$ $C_1 = 1$ $l_{LT} = L = 5.5m$.

Donc : $M_{cr} = 100955.89 \text{ daN.m}$

D'où $\bar{\lambda}_{LT} = 0.87 > 0.4$, par conséquent on doit vérifier le déversement.

On a pour une section en I laminée avec un rapport H/b < 2:

$\alpha_{LT}=0.21$ (tableaux 6.3 et 6.4 de l'euro code 3)

On trouve alors: $\chi_{LT} = 0.64$ et $M_{b.Rd} = 5230.7 \text{ daN.m}$

Or on a $M_{ymax} = 3811 \text{ daN.m}$, donc le déversement est vérifié.

III.4.6 Vérification de la flèche :

En état limite de service, les combinaisons de charges sont :

- G
- G+Q_m
- G+V

En faisant le calcul des combinaisons pour toutes les pannes sur une feuille d'Excel voir (annexe A-5), on obtient les efforts maximaux suivants :

$$Q_y = 116.94 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 368.3 \text{ daN/m}$$

La valeur de la flèche doit vérifier la condition suivante :

$$f \leq f_{ad}$$

Avec :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = 27.5 \text{ mm}$$

Et

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{Q_y l^4}{E I_z} = 7.16 \text{ mm}$$



$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_z l^4}{E I_y} = 8.3 \text{ mm, donc la flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

Les deux règlements CM66 et l'Eurocode 3 sont très proche et ont donné pour notre cas des résultats similaires: le profilés HEA180 est retenu pour les pannes métalliques de la structure.

III.5 Dimensionnement des pannes de la variante 2 avec le règlement CM66:

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

- De gravité : ces charges ont une composante selon l'âme du profilé et une autre selon la pente du versant.
- De vent : ces efforts sont perpendiculaires à la surface de la toiture.

III.5.1 Pannes sans liernes :

Prenons le même entraxe que la 1ère variante, c'est à dire 2m. On aura en effet 20 pannes de chaque côté dont 5 en béton .les pannes métalliques sont isostatiques de portée L=7.5m.

On prendra un profilé HEA 200, de poids linéique égale à : $p = 42.3 \text{ kg/ml}$

III.5.1.1 Vérification de la résistance :

Cette vérification consiste à comparer la résultante des charges appliquées à la contrainte limite $\sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2$

On évalue les charges par mètre linéaire pour les différentes pannes, on calcule les moments isostatiques correspondants et finalement les contraintes avec les différentes combinaisons données par CM66 pour chercher l'effet le plus défavorable. (Voire annexe A-6).

Pour un profilé HEA200, on obtient :

$$\sigma_z = \frac{M_z}{I_z} v_z$$

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

$$\text{On a alors : } \sigma = \sigma_z + \sigma_y = 20,74 < \sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2$$

La résistance est donc vérifiée.

III.5.1.2 Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche doit vérifier la condition suivante : $f_{max} < f_{limite}$



La panne étant isostatique, on a :

$$f = \frac{5}{384} * \frac{PL^2}{EI}$$

En faisant le calcul sur Excel pour toutes les pannes (voir annexe A-7), on trouve :

$$f_{zmax} = 18,57 \text{ mm} \quad \text{et} \quad f_{ymax} = 16,79 \text{ mm}$$

$$\text{Or} \quad f_{limite} = \frac{L}{200} = 7,5/200 = 37,5 \text{ mm.}$$

Le critère relatif à la flèche est donc vérifié.

III.5.1.3 Vérification au déversement :

Le calcul au déversement donne :

$$\sigma_z \cdot K_d + \sigma_y = 24,65 > 24 \text{ daN/mm}^2$$

Le déversement n'est pas vérifié pour le profilé HEA200 !!

La solution dans ce cas consiste à réduire la portée transversale des pannes, en les reliant entre elles par des liernes situés à mi-portée ou aux tiers de la portée. Ces liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'elles se rapprochent au point de transmission de l'effort aux arcs, les pannes en béton joueront ce rôle.

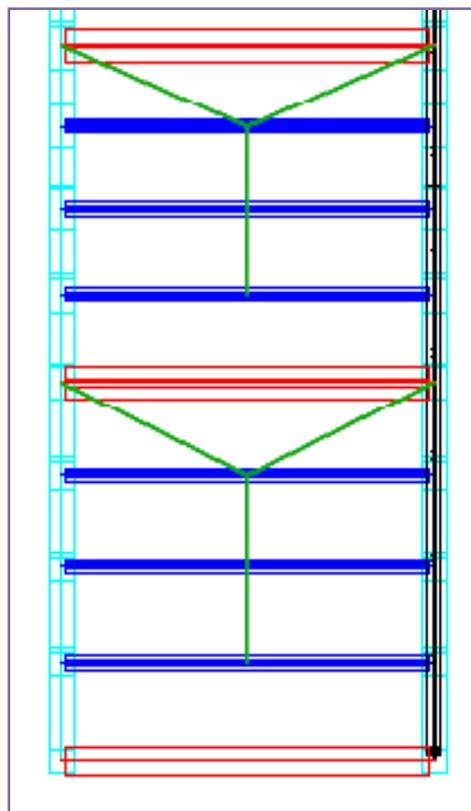


Figure 30: disposition des liernes



III.5.2 Pannes avec liernes :

On considère le même profilé HEA200, les pannes sont toujours disposées normalement aux arcs. On fait passer des liernes soudés aux milieux des pannes métalliques et accrochées aux pannes en béton. Ces liernes sont en fer rond permettant d'éviter la déformation latérale des pannes.

III.5.2.1 Vérification au déversement :

Dans ce cas la contrainte au non déversement devient :

La contrainte de comparaison est :

$$\sigma = \sigma_z \cdot K_d + \sigma_y = 18,27 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e.$$

Donc le risque de déversement des pièces est écarté.

III.5.2.2 Vérification au cisaillement :

D'après le règlement CM66, on doit vérifier la condition suivante :

$$1.54 \cdot \tau < \sigma_e$$

$$\tau_{\max} = 2,23 \text{ daN/mm}^2$$

$$1.54 \cdot \tau_{\max} = 3,437 \text{ daN/mm}^2$$

Donc le critère du cisaillement est vérifié.

III.5.3 Calcul des liernes :

Notons T_i l'effort de traction dans la lierne i .

On a :

$$T_1 = 1.25 \cdot t \cdot L/2$$

$$T_2 = T_1 + 1.25 \cdot t \cdot L/2$$

$$T_3 = T_2 + 1.25 \cdot t \cdot L/2$$

L'effort maximal est 2111,13 daN, soit D son diamètre, on a :

$$\frac{T_1}{\frac{\pi D^2}{4}} < \sigma_E \text{ d'où } D > 12 \text{ mm}$$

On prend alors pour les liernes un tord de 12 mm.



Chapitre IV : Calcul des lisses et des potelets



IV.1 Dimensionnement des lisses du bardage :

Les lisses de bardage des pignons sont constituées de poutrelles IPE et disposées horizontalement, elles portent sur des potelets intermédiaires. L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

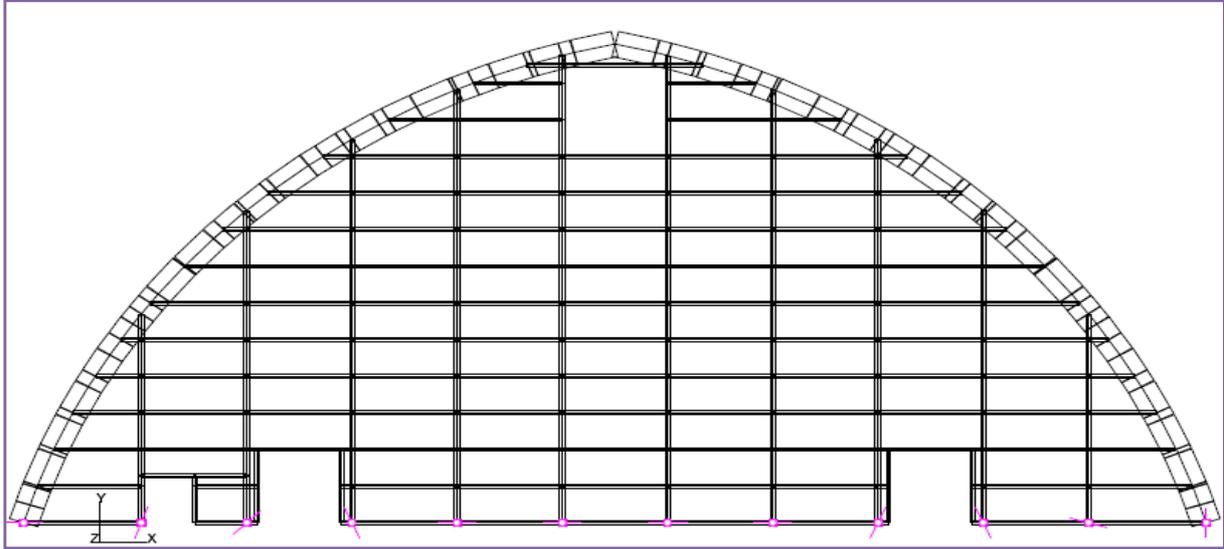


Figure 31:vue de face du pignon

On a opté pour des lisses isostatiques de portée **5m**, Pour éviter les difficultés d'exécution des lisses continues.

Etant donné les caractéristiques de la tôle NERVENCO vues au chapitre conception, nous prenons pour l'entraxe des lisses $e=2m$.

Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage. Elles fléchissent verticalement sous l'effet du poids propre et du poids du bardage qui lui est associé et qui agit selon l'axe faible. De ce fait les lisses fonctionnent à la flexion déviée.

IV.1.1 Evaluation des charges :

Charges permanentes :

On commence les calculs par des profilés IPE200.

IPE200	
poids linéaire	22,4
longueur	5
ly	1943
lz	142,4
h/2	0,1
b/2	0,05

Tableau 26: caractéristiques du profilé IPE200



Effet du vent : 136.6 daN/m².

IV.1.2 Vérification de la résistance :

Le calcul des contraintes selon les deux combinaisons de CM66 donne les valeurs suivantes :

1,33G+1,5V	σ_{tot} (daN /mm ²)	12.79
G+1,75V	σ_{tot} (daN /mm ²)	12.34

Tableau 27:contraintes pondérées dans les lisses pour le cas d'un profilé IPE200

La résistance est donc vérifiée.

IV.1.3 Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charges et surcharges de service (non pondérées). Une flèche n'est dite vérifiée que si elle vérifie la condition de ne pas dépasser la valeur de L/200 avec L la portée de la lisse, ici L=5m donc la flèche limite est $f_{lim} = 5/200 = 25$ mm.

Les lisses sont isostatiques, alors la flèche s'écrit sous la forme :

$$f = 5/384 * \frac{pl^4}{EI}$$

On obtient :

1,33G+1,5V	f_y (mm)	11.54
	f_z (mm)	5.45
G+1,75V	f_y (mm)	11.54
	f_z (mm)	4.67

La flèche est largement vérifiée.

IV.1.4 Vérification au déversement:

On a: $K_d \cdot \sigma_z + \sigma_y = 33.19 > \sigma_e$

Le déversement n'est pas vérifié pour le profilé IPE200.

Donc on pense à utiliser des suspentes qui divisent la portée suivant l'axe y en 2, donc : $M_y = p \left(\frac{l}{2}\right)^2 / 8$



Dans ce cas, on trouve :

$$K_d \cdot \sigma_z + \sigma_y = 29.38 > \sigma_e.$$

La solution des suspentes ne résout pas le problème du déversement des IPE200, on est amené alors à augmenter le profilé IPE ou même utiliser des HEA 140.

Or, le poids linéaire de HEA140 (**24,7Kg/mL**) est inférieur au poids linéaire d'IPE220 (**26.2kg/mL**). L'étude de HEA140 est donc plus intéressante.

La résistance est vérifiée puisque $\sigma_{totmax} = 12.59$ daN/mm.

La flèche est vérifiée : $f_{ymax} = 11.54$ mm et $f_{zmax} = 10.25$ mm.

Le déversement est largement vérifié : $K_d \cdot \sigma_z + \sigma_y = 15.96$ daN/mm² < σ_e .

On peut utiliser aussi des HEA120 avec des suspentes qui vérifient bien les critères de la résistance, de la flèche et du déversement.



IV.2 Dimensionnement des potelets:

Dans chaque pignon, 10 potelets seront disposés articulés sur l'arc et encastrés dans le sol, donnant ainsi un entraxe de $e_p = 5\text{m}$.

La hauteur du potelet le plus élancé est de : $h_p = 25,51\text{m}$.

V.2.1 Evaluation des charges :

On prend un profilé IPE750147 de poids linéaire 147 Kg/mL.

- ✓ Le poids des lisses : $G_L = h_p/2 * p_L * e_p$
- ✓ Le poids du bardage : $G_{bar} = p_{bar} * e_p * h_p$
- ✓ Le poids propre du potelet : $G_{pot} = p_{pot} * h_p$
- ✓ Vent

Ce qui donne les efforts suivants

1,33G+1,5V	M1	83337,97
	N1	8778,95
G+1,75V	M2	97227,63
	N2	6600,71

Tableau 28: efforts dans le potelet central

V.2.1 Vérification de la résistance et de la stabilité :

La combinaison la plus défavorable donne les contraintes de flexion et de compression suivantes :

$$\sigma_f = \frac{M_z * h}{I_y} = 22,04 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{S} = 0,35 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma = \sigma_f + \sigma_c = 22,39 \text{ daN/mm}^2$$

L'élancement du potelet :

$$\lambda_y = \frac{h_p}{i_y} = 85,72$$

La contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_k = E \left(\frac{\pi}{\lambda_x} \right)^2 = 28,21 \text{ daN/mm}^2$$

Le coefficient d'éloignement de l'état critique :

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma_c} = 80,13$$



Le coefficient d'amplification des contraintes de compression :

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = 1,004$$

Le coefficient d'amplification des contraintes de flexion (charge uniformément répartie)

$$k_f = \frac{\mu + 0.03}{\mu - 1.3} = 1,017$$

On vérifie la condition suivante :

$$k_1 * \sigma_c + k_f * \sigma_f = 22.76 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

IPE750x147 vérifie bien les conditions de stabilité et de flambement.

Avec la même démarche on calcule les quatre autres potelets. Les tableaux suivants résument le calcul des différents paramètres pour chaque potelet pour la combinaison la plus défavorable:

2^{ème} potelet : $h_p = 23,67 \text{ m}$

IPE600 ne passe pas, on vérifie les calculs pour IPE750x147.

IPE750x147	
M_z	83707,68
N	6124,61
σ_f	18,97
σ_c	0,33
σ_{tot}	19,30
λ	79,54
σ_k	32,76
μ	100,30
k_1	1,003
k_f	1,013
$k_1 * \sigma_c + k_f * \sigma_f$	19,56

Tableau 29: calcul du potelet de hauteur 23.67m



3^{ème} potelet : $h_p = 20,93$ m

IPE600	
M_z	65449,63
N	4892,39
σ_f	21,32
σ_c	0,31
σ_{tot}	21,64
λ	86,13
σ_k	27,94
μ	89,08
k_1	1,003
k_f	1,015
$k_1 * \sigma_c + k_f * \sigma_f$	21,96

Tableau 30 calcul du potelet de hauteur 20.93 m

4^{ème} potelet : $h_p = 17,05$ m

IPE500	
M_z	43432,77
N	3451,77
σ_f	22,53
σ_c	0,30
σ_{tot}	22,83
λ	83,46
σ_k	29,76
μ	99,57
k_1	1,003
k_f	1,014
$k_1 * \sigma_c + k_f * \sigma_f$	23,13

Tableau 31: calcul du potelet de hauteur 17.05m



5ème potelet : $h_p = 11,40\text{m}$

IPE360	
M_z	19427,06
N	1925,40
σ_f	21,49
σ_c	0,26
σ_{tot}	21,76
λ	76,27
σ_k	35,63
μ	134,57
k_1	1,002
k_f	1,010
$k_1 * \sigma_c + k_f * \sigma_f$	21,97

$< \sigma_e$

$< \sigma_e$

Tableau 32 : calcul du potelet de hauteur 11.40 m



Chapitre V : Calcul de la structure porteuse



V.1 Première variante :

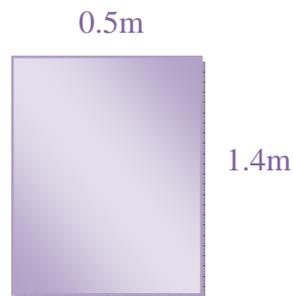
Dans cette structure les dalles s'ajoutent aux arcs comme éléments porteurs du hangar. En effet, on considère deux arcs liés par une dalle le portique de la structure qui se répète 25 fois le long du hall.

V.1.1 Dimensionnement des arcs :

Les 50 arcs qui constituent le système porteur d'une halle, ont pour fonction première de supporter les charges et actions agissantes sur le hall et de les transmettre aux fondations. Ils doivent ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façade).

V.1.1.1 Prédimensionnement :

Après des itérations sur le logiciel Effel pour trouver la section de béton convenable qui vérifie la contrainte limite du béton à l'ELU, (voir annexe B-1) on adopte la section suivante :



V.1.1.2 Calcul du ferrailage :

En se basant sur les efforts donnés par le logiciel Effel à l'ELU et à l'ELU accidentel (voir annexe B-1), nous avons calculé selon la méthode qui suit la section des armatures.

Les arcs sont soumis à une flexion composée, alors :

$$M_u = M + F * (h/2 - 0.04)$$

On prend une épaisseur d'enrobage égale à 4cm.

M_u : moment calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

M : moment calculé par le logiciel.

F : effort normal calculé par le logiciel (on prend le minimum sur les combinaisons des efforts pour l'élément d'arc considéré pour être sécuritaire)

On vérifie d'abord si la section est entièrement comprimée en vérifiant l'inéquation suivante :

$$(d - d') N_u - M_u > (0,337 - 0,81 d'/h) b h^2 \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$



Avec : $\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1$ pour les situations accidentelles.

On a trouvé que la section est partiellement comprimée,

$$\text{Alors : } \mu = \frac{M_u}{b\sigma_{bc}d^2}$$

$$\text{D'où : } \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu})$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \left(\frac{M_u}{z} - F\right) * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec : $\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

Pour d'avoir des résultats précises de la section des armatures, nous avons rapportés les valeurs des efforts pour chaque élément d'arc (le demi arc est divisé en 20 éléments), les tableaux d'Excel en annexe détaillent soigneusement ces calculs pour les 20 éléments d'arc à l'ELU et l'ELU accidentel.

Vu les valeurs proches des sections obtenues, on a opté pour 10 zones de ferrailages différentes afin d'optimiser le poids des armatures tout en facilitant l'exécution au ferrailleur, chaque tronçons a une longueur de 4m. Les tableaux suivants donnent les résultats en fonctions des tronçons d'arc pour les armatures inférieures et supérieures.

Longueur d'arc	[0 ;4]	[4 ;8]	[8 ;12]	[12 ;16]	[16 ; 20]	[20;24]	[24;28]	[28;32]	[32;36]	[36 ;40]
A max ELUA	18,99	40,82	50,63	51,83	50,17	41,67	29,15	18,57	9,61	1,53
Barres d'acier	5T25	9T25	10T25+ 2T20	10T25+ 2T20	10T25+ 2T20	9T25	7T25	5T25	3T25	3T25

Tableau 33: Armatures inférieures des sections de l'arc (variante 1)

Longueur d'arc	[0 ;4]	[4 ;8]	[8 ;12]	[12 ;16]	[16 ; 20]	[20;24]	[24;28]	[28;32]	[32;36]	[36 ;40]
A max ELUA	_	_	5,67	13,61	20,85	26,41	31,29	33,94	33,57	26,6
Barres	5T20	5T20	5T20	5T20	7T20	9T20	10T20	10T20+ 2T16	10T20 +2T16	10T20

Tableau 34: Armatures supérieures des sections de l'arc (variante 1)



Pour cette variante le séisme est dimensionnant vu la grande masse de la structure, la raison pour laquelle nous avons calculé directement avec la combinaison ELU accidentel.

Exemple du ferrailage d'une section droite de l'arc:

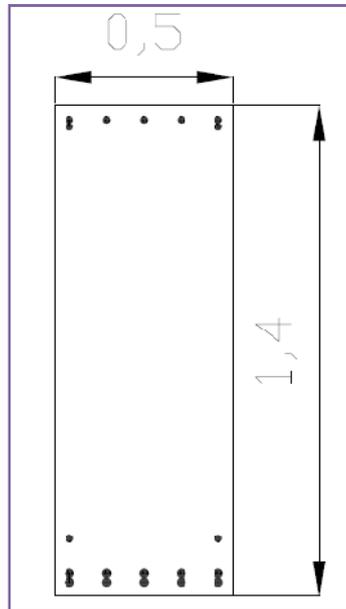


Figure 32:ferrailage longitudinale d'une section droite d'un arc.

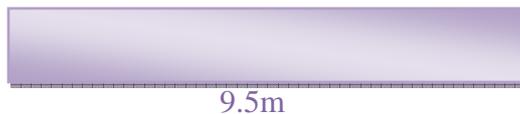
Un calcul de la section de ferrailage par le logiciel est donné par les diagrammes de (l'annexe C-1).

V.1.2 Dimensionnement des dalles :

V.1.2.1 Prédimensionnement :

En faisant des simulations sur Effel, on trouve qu'une épaisseur de 20cm est valable pour la structure.

0.2m



V.1.2.2 Calcul du ferrailage :

On a calculé la section du ferrailage des dalles par le logiciel. On a obtenu un ferrailage minimal sur Effel, on adopte alors la disposition suivante des barres :

Deux lits croisés avec des tors de 10 mm espacés de 15 cm.

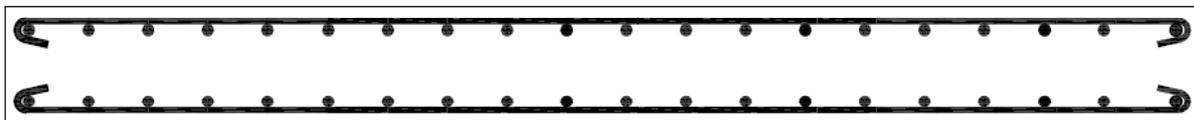


Figure 33:disposition des armatures dans les dalles



V.2 Deuxième variante :

Les arcs et les solives longitudinales en béton constituent pour cette variante la structure principale.

V.2.1 Dimensionnement des arcs :

V.2.1.1 Prédimensionnement :

Cette deuxième variante a l'avantage d'être plus légère que la première vu l'absence des dalles supportées par les arcs. Pourtant, en modélisant cette structure sur le logiciel Effel, on trouve que la section qui vérifie la contrainte limite de compression du béton notée $\sigma_{bc} = 17$ MPa reste la même que la première variante (Voir annexe B-2).

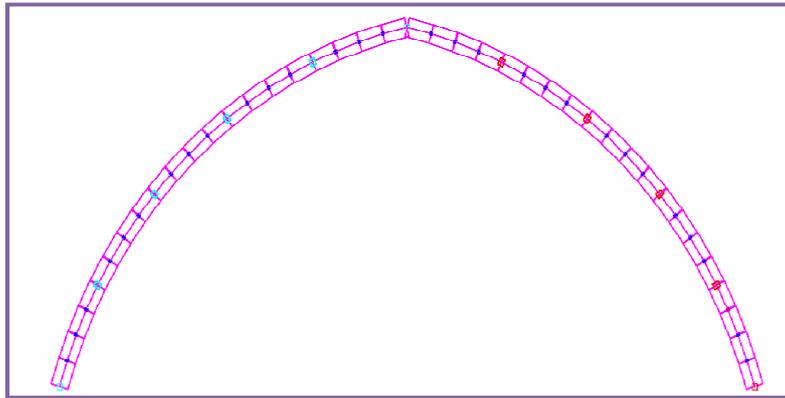


Figure 34:schéma de l'arc en béton

V.2.1.2 Calcul du ferrailage :

De la même manière que la première variante, on a mené le calcul des armatures des arcs pour cette structure. Les moments dans cette variante sont moins importants que dans la première (Voir annexe B-2).

Les tableaux présentent un calcul exhaustif des sections d'armatures à l'ELU et à l'ELUA. Dans le cas de cette variante, il n'est pas évident de désigner le chargement dimensionnant (ELU ou ELUA), la raison pour laquelle on prend le maximum des deux combinaisons.

Longueur d'arc	[0 ;4]	[4 ;8]	[8 ;12]	[12 ;16]	[16 ; 20]	[20;24]	[24;28]	[28;32]	[32;36]	[36 ;40]
A max (ELU;ELUA)	8,61	21,76	28,76	29,59	27,35	20,38	11,57	4,28	–	–
Barres d'acier	3T20	7T20	10T20	10T20	10T20	7T20	5T20	3T20	3T20	3T20

Tableau 35:Armatures inférieures des sections de l'arc (variante 2)



Longueur d'arc	[0 ;4]	[4 ;8]	[8 ;12]	[12;16]	[16;20]	[20;24]	[24;28]	[28;32]	[32;36]	[36;40]
A max (ELU;ELUA) cm ²	–	–	–	0,79	6,47	11,39	13,55	16,67	16,94	16,28
Barres d'acier	3T16	5T16	5T16	5T16	5T16	7T16	7T16	9T16	9T16	9T16

Tableau 36: Armatures supérieures des sections de l'arc (variante 2)

Un calcul de la section de ferrailage par le logiciel est donné par les diagrammes de (l'annexe C-2).

V.3 Comparaison :

La modélisation des deux variantes sur le logiciel Effel a donné la même section de béton (140x50) vérifiant la contrainte limite de compression du béton à l'ELU. Pourtant, le calcul du ferrailage a donné des sections d'armatures différentes. La première variante nécessite des sections plus importantes pour les armatures des arcs dues aux grands moments à l'ELU accidentel donnés par le logiciel et qu'on peut expliquer par le poids des dalles supportées par les arcs et la mobilisation de la masse de la structure par le séisme. Par contre, dans le calcul des armatures de la deuxième variante, les efforts dus aux combinaisons de l'ELUA restent proches de celles données par l'état limite ultime donc les sections résultantes sont également proches.

V.4 Vérification de la structure à l'effet de variation de la température:

On a lancé les calculs sur le logiciel Effel en tenant compte de l'Effet des écarts de la température par rapport à la température de référence. Ce cas de chargement apparaît dans les combinaisons à l'ELU avec un coefficient de 0.8 et à l'ELS avec un coefficient de 0.6.

V.4.1 Arcs :

Les résultats donnés par l'outil de calcul pour ce cas de charge seul sont très négligeables par rapport aux résultats obtenus précédemment avec l'ELU ou l'ELUA et ce pour les deux variantes d'où la vérification de notre structure face aux changements de températures du site. Les résultats du calcul sont détaillés dans l'annexe D.

**V.4.2 Pannes en béton :****V.1.1 Première variante :**

On garde la même section de ferrailage et de béton que le calcul en sismique. Sauf pour les pannes voisines des pignons de portée 5.5m où on prend une section de 40cmx50cm pour résister aux effets thermiques. Voir annexe D.

		pannes sup		panes inf
		d'extrémité	autres	
Section	Az sup	22,78	10,97	1,18
	Azinf	22,78	10,97	1,18
	Ay sup	14,97	17,71	1,04
	Ay inf	14,97	18,21	1,04
barres	Az sup	8T20	6T16	3T12
	Azinf	8T20	6T16	3T12
	Ay sup	3T25	4T25	1T12
	Ay inf	3T25	4T25	1T12

Tableau 37: Ferrailage des solives en béton de la 1^{ère} variante

V.1.2 Deuxième variante :**a) Prédimensionnement :**

On prend une section de 40cm x 50 cm.

b) Calcul des armatures :

		Pannes d'extrémité		pannes inférieures		autres pannes	
		A(cm2)	Barres	A(cm2)	Barres	A(cm2)	Barres
ELUA	Az sup	14	6T20		3T14	11	6T16
	Azinf	15	6T20		3T14		6T16
	Ay sup	28	4T25+4T20		6T14		4T12
	Ay inf	32	4T25+4T20		6T14		4T12
Thermique (+24)	Az sup	9	6T14	3	3T12	3	3T12
	Azinf	11	6T16	6	3T16	6	3T16
	Ay sup	28	4T25+4T20	5	3T16	5	3T16
	Ay inf	38	8T25	8	4T16	8	4T16
Thermique (-24)	Az sup	13	6T20	8	4T16	8	4T16
	Azinf	16	6T20	10	6T16	10	6T16
	Ay sup	29	4T25+4T20	10	6T16	10	6T16
	Ay inf	39	8T25	13	6T20	13	6T20

Tableau 38 : Ferrailage des solives en béton de la deuxième variante pour différentes combinaisons d'actions



Le détail des résultats des sections d'acier est présenté sur diagrammes dans l'annexe D.

En faisant une comparaison entre ces résultats aux différents cas de chargement, on retient les sections suivantes :

	Pannes d'extrémité	autres pannes
Az sup	6T20	4T16
Azinf	6T20	6T16
Ay sup	4T25+4T20	6T16
Ay inf	8T25	6T20

Tableau 39 : Ferrailage des solives en béton de la deuxième variante

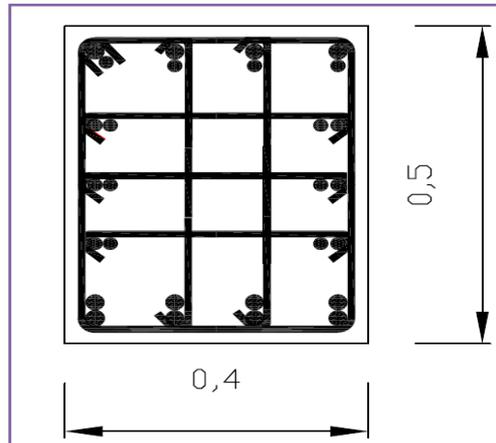


Figure 35 : ferrailage d'une panne d'extrémité

On remarque que l'effet thermique est plus contraignant que le séisme pour le cas des pannes longitudinales du Hangar.



Chapitre VI : Calcul des assemblages



En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes:

- ✦ transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux,
- ✦ correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc.),
- ✦ assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure.

L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet. On doit garder à l'esprit le fait que le prix d'une ossature est constitué majoritairement par le coût de la main-d'œuvre et que le temps nécessaire à la fabrication des différents composants dépend essentiellement de la complexité des assemblages.

Enfin les techniques nouvelles de fabrication (moulage, forgeage, usinage) des assemblages étant nombreuses, le concepteur doit faire preuve d'inventivité et non simplement utiliser des solutions standard dans des situations inadaptées au problème posé.

VI.1 Dimensionnement de l'assemblage du pied du potelet :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau.

VI.1.1 Dimensionnement des boulons :

On fixe la platine sous le potelet et sur le fut en béton par **8 boulons** de classe **4.8** et de diamètre $\varphi = 36\text{mm}$.

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort N sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort N est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire.

Effort de traction sollicitant les boulons de gauche : $T = A \cdot \sigma_a$

Effort de compression sollicitant le béton sous la platine : $C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$.

Si n est le coefficient d'équivalence acier béton ($n = \frac{E_a}{E_b}$), on a :

$$\sigma_a = n \sigma_b \frac{h-h'}{h'}$$

Ecrivons l'équilibre des forces : $N+T = C$ et celui des moments :



$$C (h - h'/3) = N l = (C - T) l$$

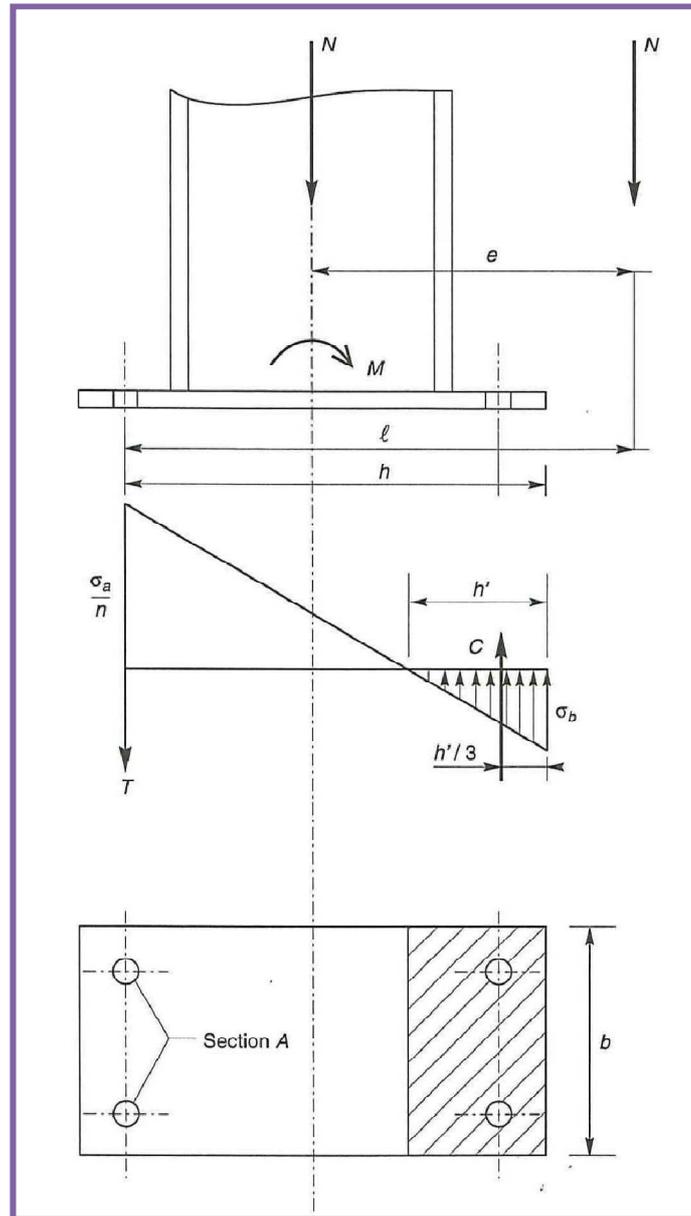


Figure 36:répartition des contraintes dans la platine

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, en prenant $n=15$.

$$h'^3 + 3(1-h) h'^2 + 90 A \frac{l}{b} h' - 90 A \frac{l}{b} h = 0$$

La résolution permet d'obtenir h' , et par la suite σ_a et σ_b :

$$h' = 14.01 \text{ m}$$



$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{h-\frac{h'}{3}} = 25.1 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 32 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh'(h-\frac{h'}{3})} = 2.14 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}$$

VI.1.2 Calcul de l'épaisseur de la platine :

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour du poteau.

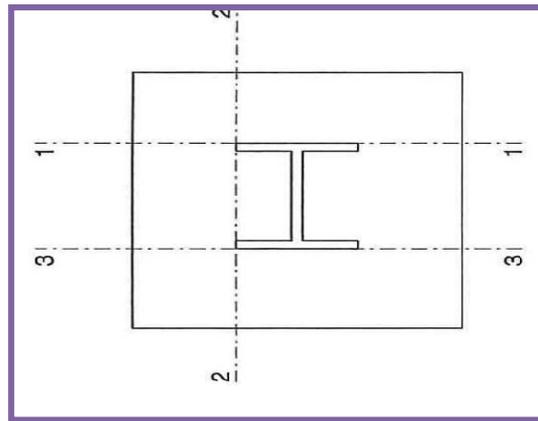


Figure 37: les axes de vérification du pliage de la platine

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section.

Le moment correspondant, pour une bande de largeur unité et d'épaisseur t , sont :

$$M(1-1) = 0,0211 \text{ MN.m.}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\sigma = \frac{M}{I} v \leq \sigma_e \quad \text{avec} \quad \frac{I}{v} = \frac{t^2}{6}$$

$$\text{D'où} \quad t \geq \sqrt{\frac{6M}{325}}$$

Ce qui donne $t = 23.2 \text{ mm}$.

Vérification de la section 2-2 :

Le même raisonnement conduit au moment :

$$M(2-2) = 0,03 \text{ MN.m}$$

$$\text{D'où} \quad t \geq 27.7 \text{ mm}$$



Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu la platine est soumise à un moment :

$$M(3-3) = 0,089 \text{ MN.m}$$

Ce qui donne une épaisseur de la platine

$$t \geq 47.6 \text{ mm}$$

On prend alors une épaisseur de $t = 50 \text{ mm}$ pour la platine du potelet le plus élargé.

VI.1.3 Calcul sur Robot :

On modélise l'assemblage de la platine sur l'outil Robot avec les mêmes paramètres et dimensions obtenus dans le calcul manuel. Pourtant le calcul ne passe pas, il fallait augmenter l'épaisseur de la platine à **90mm** et améliorer la classe des boulons en prenant la **classe 6.6**.

Cependant, on a jugé plus convenable de mettre en place des raidisseurs et réduire l'épaisseur de la platine à **35mm** avec la **classe 6.6** pour les boulons selon la disposition illustrée par le schéma suivant :

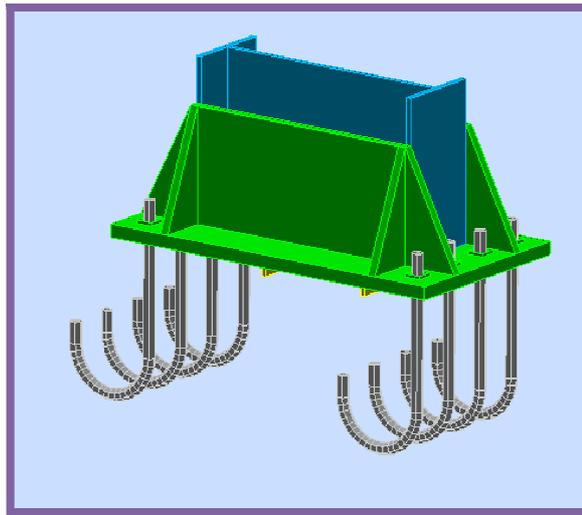


Figure 38:schéma d'assemblage du pied de poteau encastré

Le calcul effectué par le logiciel est détaillé dans (l'annexe E).



VI.2 Dimensionnement de l'assemblage panne métallique-Arc en béton :

Les pannes métalliques sont articulées sur les arcs en béton, on assure l'assemblage de ces deux éléments par **2 boulons de classe 4.6** et de **diamètre 14mm**.

Les deux boulons qui doivent vérifier les conditions de résistance suivantes :

$$1.25 \times \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

Et

$$\frac{\sqrt{N^2 + 2.36 \left(\frac{Q}{m}\right)^2}}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

Avec :

N : effort normal de traction pondéré exercé sur les boulons

Q : effort de cisaillement

A_s : section résistante totale des boulons.

m=1 : nombre de plans de cisaillement

σ_{red} : Contrainte caractéristique des boulons

Avec N=18.22 KN

Q=4.27 KN.



Chapitre VII: Calcul des fondations



Les fondations assurent la transmission des efforts entre la structure portante et le sol. Il faut donc procéder au pré dimensionnement et au dimensionnement des armatures des semelles afin d'assurer ce rôle efficacement.

VII.1 Fondations du pignon :

Les potelets IPE, sont encastrés en pied, et soumis aux efforts non pondérés suivants :

$$N=6454.03 \text{ daN}$$

$$M=47\ 628.7 \text{ daN.m}$$

D'où l'excentrement : **$e=8,61 \text{ m}$**

On constate alors un grand excentrement dû à l'effet du vent, ce qui présente un risque de soulèvement de la semelle.

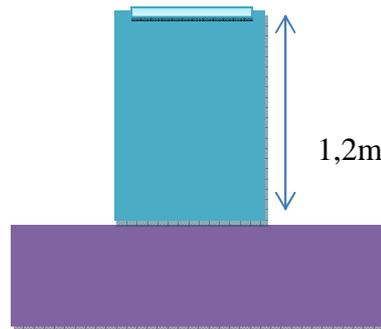
On pense alors à la solution suivante :

Poser le potelet sur un fut en béton armé de profondeur **1,2m** pour augmenter l'effort normal sur la semelle qu'on choisira rectangulaire.

Platine

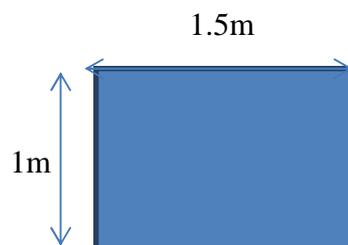
Fût en BA

Semelle



VII.1.1 Calcul du fut en béton :

Le fut en béton armé aura les dimensions suivantes :





VII.1.1.1 Armatures longitudinales :

Nous considérons que la partie fondation située immédiatement sous la platine se comporte comme une poutre en béton armé à axe longitudinal dirigé suivant la verticale.

On effectuera le calcul des armatures avec les deux combinaisons à l'ELU selon les règles du BAEL (flexion composée).

1,35G+1,5V	M1	99672,33718
	N1	13775,4405
G+1,8V	M2	119606,80
	N2	10204,03

Tableau 40:efforts appliqués sur le fût en béton

On a : $(d - d') Nu - Mu < (0,337 - 0,81 d'/h) bh^2 \sigma_{bc}$

Alors la section est partiellement comprimée.

comb1		comb2	
N (daN)	13775,44	N (daN)	10204,03
M (daN.m)	99672,34	M (daN.m)	119606,80
V (daN)	16334,37	V (daN)	19601,25
Nu	13775,44	Nu	10204,03
Mu	109315,1	Mu	126749,63
μ	0,0306	μ	0,0355
α	0,0388	α	0,0451
Z	1,427	Z	1,424
Ast (cm²)	14,44	Ast (cm²)	18,68

Tableau 41: calcul des armatures de fût

La combinaison la plus défavorable (2) donne :

$A_{st} = 18,13 \text{ cm}^2$ qui correspond à **14T14**

VII.1.1.2 Armatures transversales :

On a : $\tau_u = \frac{V}{b*d}$

d: la hauteur utile de la section du fut.

La section est partiellement comprimée, on est dans le cas des armatures inclinées à 45 sur l'axe de la poutre.

On a selon les règles du BAEL 91 : $\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$

Et $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :



$$\frac{A_t}{b * s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.5 * k}{0.8 * f_e * (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

b: largeur de la section.

s_t : L'espacement de deux cours successifs

α : l'angle d'inclinaison des armatures avec l'axe de la section ($\alpha = 0$).

$K = 0$: en cas de reprise de bétonnage.

On dessine d'abord la disposition des armatures longitudinales dans la section droite du fût pour déterminer A_t .

On prend des barres T6 pour les armatures transversales.

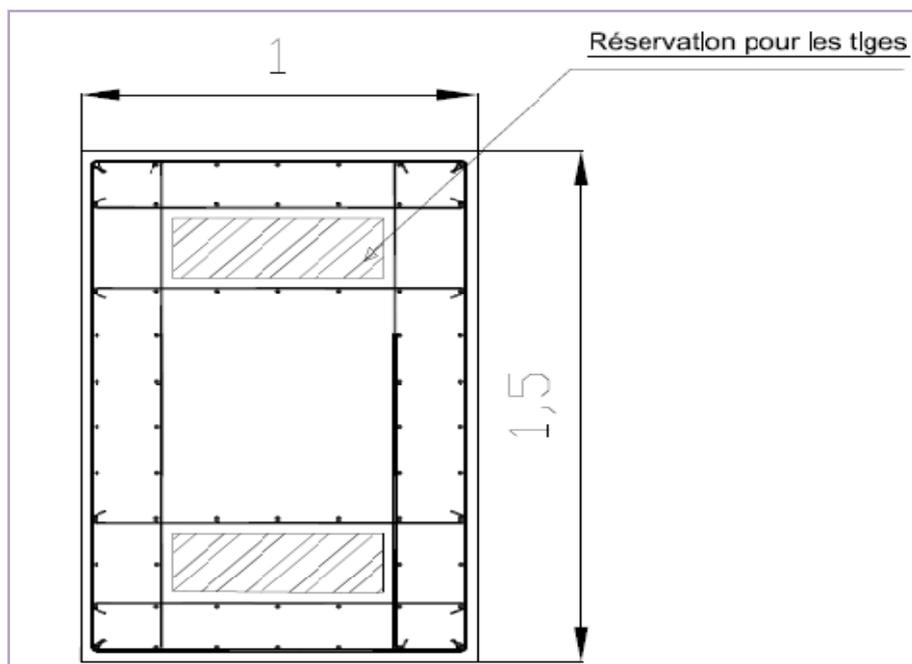


Figure 39: Section droite du fût ferrillée avec les réservations des tiges

On a: $A_t = 4 * 0.28 = 1.12 \text{ cm}^2$

D'où $s_t \leq 39 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, on adopte un espacement de 20 cm.



VII.1.2 Calcul de la semelle :

VII.1.2.1 Pré dimensionnement :

Il s'agit de vérifier la semelle à l'ELS selon trois critères :

- ✓ soulèvement.
- ✓ Résistance.
- ✓ glissement.

La semelle est soumise à un effort normal N , un effort tranchant V et un moment M .

a) Vérification du soulèvement :

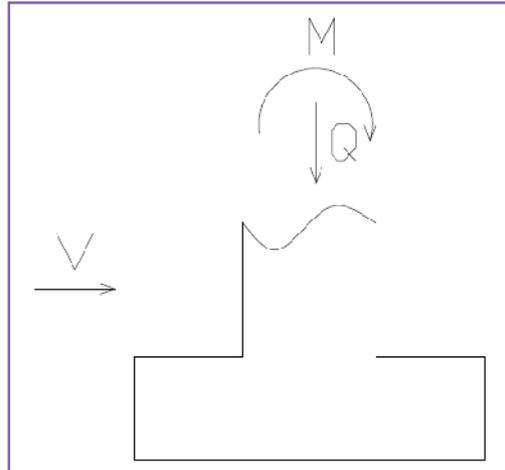


Figure 40:efforts sur la semelle

On a : $e = M/N$

Si $e < B/6$: la contrainte de contact, a une répartition trapézoïdale sur toute la surface, est une contrainte de compression sous toute la semelle.

$$\sigma_m = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{Q}{B \times L}$$

$$\sigma_M = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{Q}{B \times L}$$

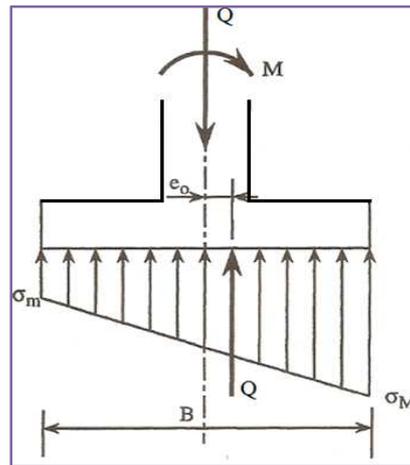


Figure 41: répartition trapézoïdale des contraintes

- Si $e > B/6$ (résultante hors du noyau central)

La contrainte de contact a une répartition triangulaire

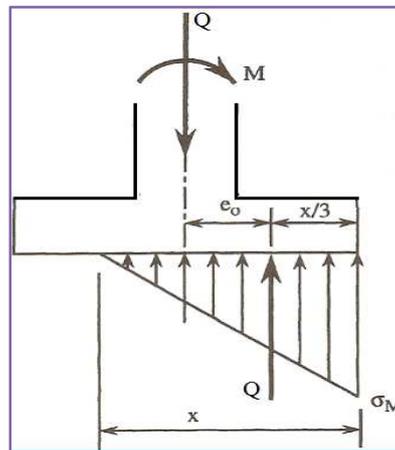


Figure 42: répartition triangulaire des contraintes

On a :

$$Q = \frac{\sigma_M}{2} L \cdot x$$

$$e + \frac{x}{3} = B/2 \quad \text{d'où} \quad x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$\sigma_M = \frac{2Q}{3L\left(\frac{B}{2} - e_0\right)}$$

Et on compare la surface comprimée de la semelle à sa surface totale, ce qui revient à comparer x et B .

**b) Vérification de la résistance :**

On calcule la contrainte moyenne dite de Meyerhof :

$$\sigma_r = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$$

σ_r : Contrainte à comparer aux taux de travail du sol.

On doit avoir $\sigma_r \leq 4$ bars

c) Vérification au glissement :

Pour qu'il n'y ait pas de glissement il faut avoir :

$$\frac{Q \times \tan \varphi}{V} > 1.5$$

Avec $\varphi = 35^\circ$

d) Prédimensionnement de la semelle sous le potelet central :

Après des itérations sur Excel et afin de vérifier les 3 critères dans les deux cas de chargement cités ci-dessous, on adopte les dimensions suivantes pour la semelle

$$\mathbf{B = 6m}$$

$$\mathbf{L = 2,5 m}$$

Pour la hauteur, on adopte les conditions minimales du BAEL :

$$d = h - 0.05$$

$$\frac{\max\left(\frac{B-b}{2}; \frac{L-l}{2}\right)}{2} \leq d \leq 2 \min\left(\frac{B-b}{2}; \frac{L-l}{2}\right)$$

On prend alors **h = 1m**.

Vent extrême :

Dans ce cas, on doit vérifier qu'au moins la moitié de la semelle est comprimée. C'est-à-dire $x > B/2$.

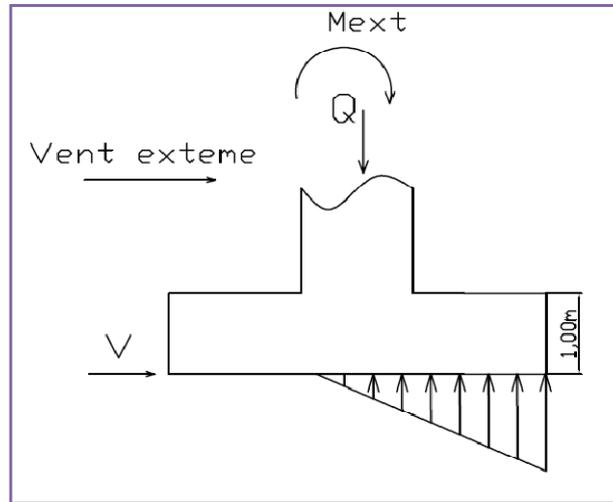


Figure 43:répartition des contraintes dans le cas du vent extrême

On a : $Q = G_{semelle} + G_{terre} + G_{fut} + N = 77614.03 \text{ daN}$

Et $M = 139152,51 \text{ daN}$

Avec : $\rho_{terre} = 1800 \text{ daN/m}^3$

$$e = M/N = 1,79 \text{ m}$$

Donc : $x = 3,62 \text{ m} > B/2 = 3 \text{ m}$

Le soulèvement est donc vérifié.

On a :

$$\sigma_M = 1,71 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = 0$$

$$\sigma_r = 1,29 \text{ bar} < 4 \text{ bar}$$

La condition de résistance est largement vérifiée.

$$\text{On a } \frac{Q \times \tan \varphi}{V} = 2,85 > 1.5$$

Le risque du glissement est bien écarté.

Vent normal :

Dans ce cas, on doit vérifier que la semelle est entièrement comprimée.

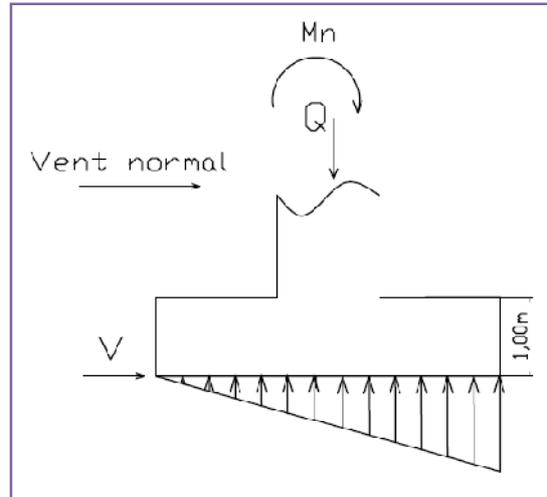


Figure 44:répartition des contraintes dans la cas de vent normal

$$M=79515,72 \text{ daN.m}$$

$$N= 77614,03 \text{ daN}$$

$$\text{Donc } e= 1 \text{ m}$$

On a $e= B/6= 1 \text{ m}$ la semelle est **entièrement comprimée**.

$$\text{On a: } \sigma_M=1.05 \text{ bar}$$

$$\sigma_m= 0 \text{ bar}$$

$$\sigma_r=0.79 \text{ bar} < 4 \text{ bar}$$

La résistance est largement vérifiée.

$$\frac{Q \times \tan \varphi}{V} = 4.99 > 1.5$$

Le risque du glissement est bien écarté.



VII.1.2.2 Calcul des armatures :

On effectuera le calcul des armatures avec les deux combinaisons à l'ELU selon les règles du BAEL91.

1,35G+1,5V	M1	119273,58
	N1	104778,94
	e1	1,14
G+1,8V	M2	143128,30
	N2	77614,03
	e2	1,84

Tableau 42: combinaisons des efforts sur les fondations de pignon à l'ELU

Dans le plan de flexion du poteau :

Vu l'existence du moment, on ne peut pas utiliser la méthode des bielles.

Dans la section S de calcul à $0.35b$ de l'axe du poteau, le moment fléchissant est évalué en ne prenant en compte que la réaction du sol sous la semelle au-delà de cette section. D'où deux cas possibles :

$$1) \underline{2 * e < B/2 + 0.35 * b} :$$

$$\text{On calcule } V_u = P_u * \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{B - 2 * e}$$

$$\text{Et } M_u = V_u * \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{2}$$

$$2) \underline{2 * e \geq B/2 + 0.35b} :$$

$$V_u = P_u$$

$$\text{Donc } M_u = P_u (e - 0.35b)$$

Dans les deux cas, on calcule :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b * \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } z_b = d * (1 - 0.6\mu)$$

$$\mu = \frac{M_u}{L * d^2 * \sigma_{bc}}$$



Le tableau suivant résume les calculs faits.

Combinaison1		combinaison2	
2*e=	2,28	2*e=	3,69
B/2+0,35*b	3,53	B/2+0,35*b	3,53
Vu	94026,78	Vu	104778,94
Mu	116358,14	Mu	102380,93
M	0,03	μ	0,03
z _b	0,93	z _b	0,93
A _u (cm ²)	28,69	A _u (cm ²)	25,19

Tableau 43:armatures dans le plan de flexion des fondations du pignon

Donc la section minimale à adopter est : $A_u=28,69cm^2$ Ce qui correspond a 37T10 On prend donc des T10 avec e=15 cm

Dans le plan perpendiculaire au plan de flexion du poteau :

Puisque la base de la semelle n'est pas homothétique de la section de base du poteau, on applique la méthode avec moment détaillée ci-dessus avec e=0 et on remplace le coefficient 0.35 par 0.25, ce qui donne les résultats suivants :

Combinaison1		combinaison2	
Vu	45840,79	Vu	33956,14
Mu	60166,03	Mu	42020,72
μ	0,01	μ	0,00
Zb	0,95	zb	0,95
Au(cm ²)	14,62	Au(cm ²)	10,20

Tableau 44armatures dans le plan perpendiculaire au plan de flexion des fondations du pignon

Donc la section minimale à adopter est : $A_u 14,62cm^2$ Ce qui correspond à 19T10

On prend donc des T10 avec e=10 cm.

VII.2 Fondations des arcs :

On a déjà précisé dans la conception qu'on a choisi des articulations de type Freyssinet pour les fondations des arcs de la structure.

VII.2.1 Généralisés sur l'articulation Freyssinet

Ce système, inventé par Eugène Freyssinet, est toujours utilisé sur des ouvrages en béton ; il est constitué par une section rétrécie de béton dont la faible hauteur. (de l'ordre de 20 mm) empêche son flambement. Ces sections sont généralement traversées par des aciers passifs jouant le rôle de goujons.

Sous les charges permanentes, la zone réduite est soumise à une contrainte de compression de l'ordre de 25MPa qui provoque la plastification du béton. Des rotations limitées à 0.05 radians lors de l'application des charges d'exploitation sont alors possibles.

Ce système permet également de ne pas charger l'arrête du sommier et d'éviter ainsi son éclatement lors de la rotation. Des armatures jouent le rôle de frettes dans la zone de béton proche des goujons (zone soumise à une forte compression).

Son dimensionnement est formalisé par des règles de calcul depuis 1964 et se trouve aujourd'hui dans le BAEL91 modifié 99.

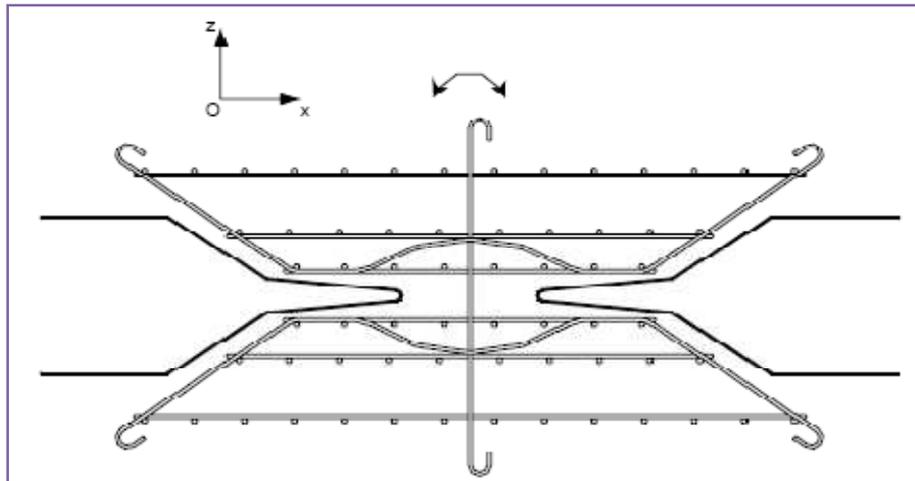


Figure 45: schéma de ferrailage d'une articulation Freyssinet

VII.2.2 Dimensionnement des fondations de la 1ère variante :

VII.2.2.1 Prédimensionnement :

a) Semelle :

On adopte la forme trapézoïdale pour les semelles.

On calcule la résultante des efforts F_x et F_y à l'ELS aux appuis donnés par le logiciel Effel (voir annexe F-1), qui sera inclinée par rapport à l'horizontal d'un angle β .

$$N = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 188,59 \text{ T}$$



$$\text{Donc } S_{\text{semelle}} = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = 4,71 \text{ m}^2$$

On prend **A= 2.3 m**

B= 2.3 m

On a selon les règles du BAEL 91 :

$$\frac{\max\left(\frac{B-b}{2}; \frac{L-l}{2}\right)}{2} \leq d \leq 2 \min\left(\frac{B-b}{2}; \frac{L-l}{2}\right)$$

Avec : $d = h - 0.05$

h= 1.7 m

La semelle suivra l'inclinaison de l'effort normal résultant de F_x et F_y :

$$\tan \beta = \frac{F_y}{F_x}; \quad F_y \text{ comprend le poids de la semelle.}$$

D'où $\beta = 67.4^\circ$

On prend $\beta = 68^\circ$

b) Articulation Freyssinet :

On prend une section de : **15 cm x 40cm** et on vérifie les contraintes :

A l'état limite ultime, la contrainte moyenne du noyau est au plus égale à $3 f_{c28}$

$$\sigma = \frac{N}{S} = 42.5 \text{ MPa} < 3 * f_{c28} = 90 \text{ MPa}$$

L'épaisseur du noyau est au plus égale au huitième de sa plus petite dimension transversale ; ce rapport peut être porté au cinquième si l'épaisseur qui en résulte ne dépasse pas 2 cm.

On prend alors $t = 3\text{cm}$

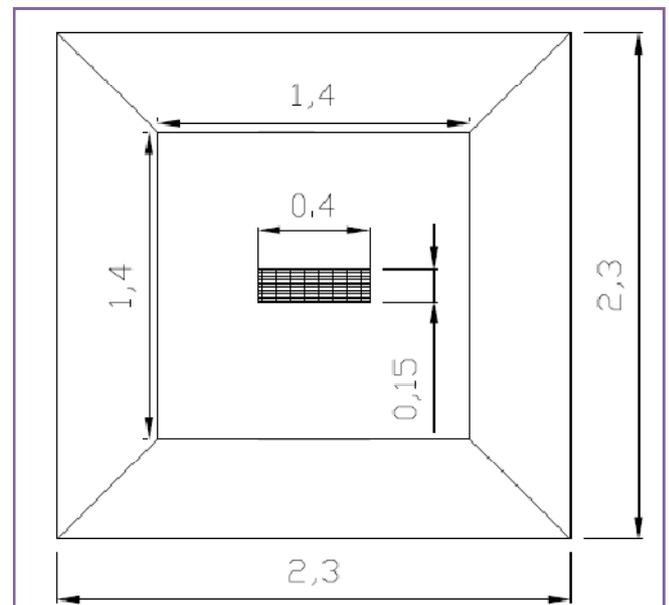


Figure 46: Disposition de l'articulation Freyssinet dans la fondation

VII.2.2.2 Calcul des armatures :**a) Semelle :**

On utilise la méthode des moments avec $e=0$ et en remplaçant le coefficient 0.35 par 0.25. Et on calcule les armatures avec les deux combinaisons l'ELU et l'ELU accidentel. (Les annexes F 1) donnent les résultats de ces efforts donnés par Effel.

$$\text{On a : } \frac{B}{2} + 0.25 * b > 0$$

$$\text{Donc : } V_u = P_u * \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{B - 2 * e}$$

$$\text{Et } M_u = V_u * \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{2}$$

Ce qui donne dans les deux sens de ferrailage les résultats suivants :

	ELU	ELUA
Vu(T)	129,03	140,03
Mu(T.m)	67,74	73,51
μ	6,44134E-06	6,99E-06
z_b	1,64	1,64
A (cm²)	9,5	8,97

Tableau 45:calcul du ferrailage des fondations des arcs

A = 9.5 cm², donc on prend des tords de 10 avec espacement de 15cm.

b)Frettage en tête de fondation, sous l'articulation Freyssinet :

En se basant sur l'annexe E.8 et l'article A.8.4, 3 traitants les articulations en béton, on calcule le ferrailage de l'articulation comme suit :

On calcule le frettage dans le sens normal à l'articulation ; on placera des frettes croisées de même section unitaire et même espacement dans les deux directions OX et OY.

Les frettes seront prévues en acier HA Fe500.

On place en tête de la fondation une frette reprenant l'effort de surface : $0.04 * N$ ce qui donne des armatures de frettage de section égale à :

$$A_s = \frac{0.04 * N}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



On trouve à l'ELU qui s'avère plus défavorable que l'ELUA :

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

On prend **11 T6**.

Ensuite, dans la zone de régularisation qui s'étend sur une hauteur de 1.4 m, on reprend un effort égale à :

$$R = 0.25 * \left(1 - \frac{a}{d}\right) N$$

Pour chaque plan, on calcule une section d'acier d'éclatement :

$$A_e = \frac{R}{\sigma_s} = 12,56 \text{ cm}^2$$

4 lits et chacun des lits comprend **11T6**.

On a : $F_z = 14.5$ à l'ELU et $F_z = 22.11$ à l'ELUA .On obtient alors pour la section des aciers traversant (goujons) une section de :

$$A = 4.5 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à **1T25** ;

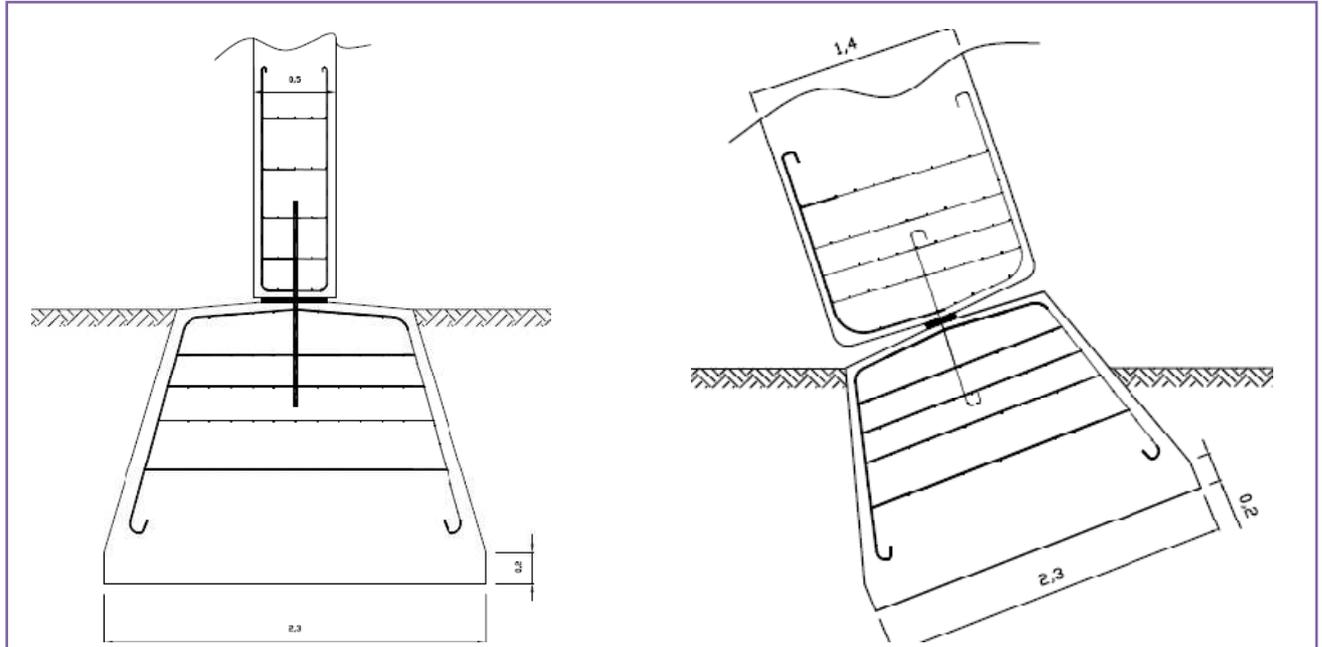


Figure 47: Ferrailage de l'articulation de Freyssinet



VII.2.3 Dimensionnement des fondations de la 2ème variante :

VII.2.3.1 Prédimensionnement :

a) Semelle :

On a les efforts à l'ELS suivants :

$$F_x = 59.23 \text{ T}$$

$$F_y = 115.63 \text{ T}$$

Voir annexe F-2.

On choisit une semelle de forme trapézoïdale.

$$S = 3.25 \text{ m}^2$$

On prend: $A = 2 \text{ m}$

$$B = 2 \text{ m}$$

$$h = 1.5 \text{ m}$$

La semelle suivra l'inclinaison de l'effort normal résultant de F_x et F_y :

$$\tan \beta = \frac{F_y}{F_x}; \quad F_y \text{ comprend le poids de la semelle.}$$

D'où $\beta = 65.61^\circ$

On prend $\beta = 66^\circ$

b) Articulation :

On garde la même section que la 1ère variante : 15cm x 40 cm.

La condition de résistance est largement vérifiée puisque les efforts dans cette variante sont moins importants.

VII.2.3.2 Calcul des armatures :

a) Semelle :

On a les efforts suivants :

A l'ELU

$$F_x = 81.62 \text{ T}$$

$$F_y = 158.51 \text{ T}$$

A l'ELUA :

$$F_x = 68.58 \text{ T}$$

$$F_y = 121.32 \text{ T}$$



Voir annexes F-2 et F-2.

On obtient une section d'armatures maximale égale à : **6.36 cm²**

Ce qui correspond à 10T10 avec un espacement de 19 cm.

b) Frettage en tête de fondation, sous l'articulation Freyssinet :

En utilisant le même principe de calcul que la 1ère variante, on trouve pour chaque sens de distribution des barres :

$$A_s = 1.64 \text{ cm}$$

On prend **8T6**.

$$A_e = 8.79 \text{ cm}^2$$

4 lits, chacun contient **8T6**

On a :

$$F_z = 7.27 \text{ T à l'ELU.}$$

Donne une section des goujons égale à : 1.45 cm²

On prend alors **3T10**.



Chapitre VIII : Calcul des éléments préfabriqués à la manutention.



Les éléments préfabriqués nécessitent pour leurs manutentions, la présence de dispositifs de levage. Au moment de l'étude de préfabrication, on doit choisir des dispositifs de levage dont les caractéristiques sont compatibles avec l'utilisation prévue au cours de toutes les phases de manutention, depuis le démoulage jusqu'à la mise en place définitive. C'est une condition nécessaire pour garantir la sécurité.

Les dispositifs de manutention peuvent être constitués soit par des boucles en acier doux, soit par des pièces spécialement conçues à cet effet.

VIII.1 Calcul des arcs à la manutention :

Vu la longueur développée importante des arcs, on prévoit 5 zones de clavetage :

On modélise alors un tronçon d'arc de longueur développée égale à **15 m**. Avec les dimensions suivantes :

$$a = 0.5 \text{ m}$$

$$b = 1.4 \text{ m}$$

Ce tronçon d'arc est articulé sur deux appuis et calculé pour supporter une charge égale à 1.3 son poids propre:

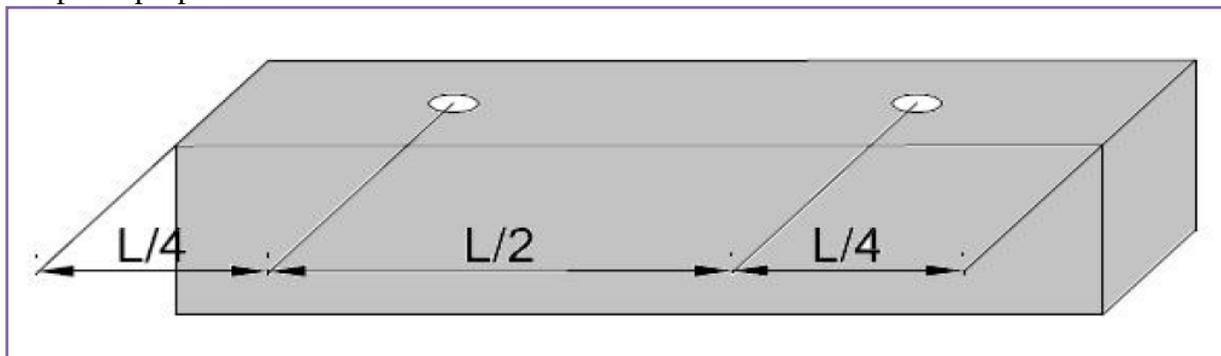


Figure 48: schéma de la manutention sur deux appuis

La contrainte maximale calculées par le logiciel est égale à **0.81MPa** qui reste inférieure à $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.

Les résultats du calcul des contraintes sont donnés par les diagrammes en (annexe G)

VIII.2 Calcul des dalles à la manutention :

On modélise sur le logiciel Effel une dalle de dimensions :

$$L = 9.5 \text{ m}$$

$$l = 2 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Articulée sur 4 appuis.

Et calculée pour supporter une charge égale à 1.3 son poids propre.

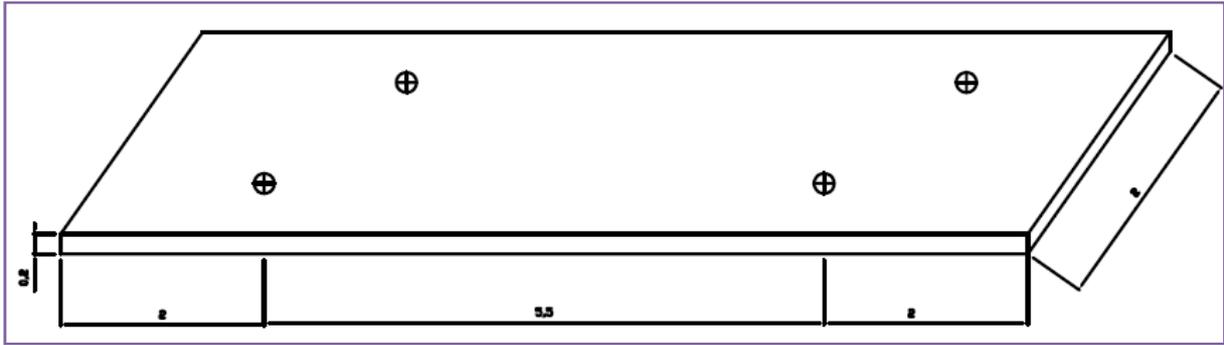


Figure 49 : Schéma de la manutention d'une dalle sur 4 appuis

La contrainte maximale calculées par le logiciel est égale à 1.48MPa qui reste inférieure à $f_{t28}=2.4$ MPa.

Les résultats du calcul des contraintes sont donnés par les diagrammes en (annexe G)



Chapitre IX : Métré des deux variantes



IX.1 Données des prix :

Béton préfabriqué pour arcs (fourniture+mise en œuvre) : 2200 DH/m³

Béton pour clavetage des arcs : 2200 DH/m³

Mise en place des tronçons arcs de poids maximal 30 T : 3000 DH/unité

Pannes en béton : 2000 DH/ m³

Mise en place des pannes (poids 4.5 T) : 1400 DH/ unité

Profilés métalliques galvanisés : 18 DH/kg

Béton pour massifs : 1900 DH/m³

Mise en place massif : 2000DH/unité

Armatures Fe E500 galvanisés à chaud 16DH/kg

Couverture en tôle NERVESCO+ galvanisée + prélaquée : 200 DH/m²

Etanchéité sur dalle : 100 DH/m²

Dalle : 2000DH/m²

Mise en place dalle : 1700DH/unité

Fouilles pour fondations : 300DH/m³

Le coût les assemblages est estimé à 7% du coût des profilés métalliques

**IX.1 Métré et prix estimatif de la 1^{ère} variante :**

Désignation	quantité/unité	nombre	unité	quantité totale	Prix unitaire	Prix total
Béton						
arcs	56,1	50	m3	2804,55	2200	6170010
Mise en place	5	50	tronçon	250	3000	750000
dalles	144,23	25	m3	3605,85	2000	7211700
Mise en place	40	25	dalle	1000	1700	1700000
Etanchéité dalle	18	40	m2	720	100	72000
pannes	41,4	3	m3	124,2	2000	248400
Mise en place			panne	72	1400	100800
fondations arcs	8,99	100	m3	899,3	1900	1708670
Mise en place			semelle	100	2000	200000
Armatures longitudinales						
arcs	3885,66	50	kg	194283	16	3108528
dalles	312,38	1000	kg	312379,03	16	4998064,47
pannes			kg	18271,77	16	292348,32
fondations arcs	44,37	100	kg	4436,82	16	70989,12
Articulation Freyssinet	97,66	100	kg	9765,95	16	156255,28
Armatures transversales						
arcs	1701,64	50	kg	85082,18	16	1361314,93
pannes	62,15	147	kg	9135,61	16	146169,71
profilés métalliques						
pannes	195,25	912	kg	178068	18	3205224
Assemblage			kg	12464,76	18	224365,68
Couverture	489,72	24	m2	11753,28	200	2350656
Terrassement	14,36925	100	m3	1436,925	300	431077,5
Prix total						34506573

Tableau 46: métré de la première variante



IX.1 Métré et prix estimatif de la 2ème variante :

Désignation	quantité/unité	nombre	unité	quantité totale	Prix unitaire	Prix total
Béton						
arcs	56,091	50	m3	2804,55	2200	6170010
mise en place des arcs	5	50	tronçon à claveter	250	3000	750000
pannes	69	11	m3	759	2000	1518000
mise en place des pannes			panne	539	1400	754600
fondations arcs	6	100	m3	600	1900	1140000
Mise en place des fondations			semelle	100	2000	200000
Armatures longitudinales						
arcs	2025,81	50	kg	101290,5	16	1620648
pannes			kg	22583,29	16	361332,61
fondations arcs	25,88	100	kg	169374,66	16	2709994,58
Articulation Freyssinet	56,82	100	kg	5682,01	16	90912,16
Armatures transversales						
arcs	1997,58	50	kg	99879,08	16	1598065,35
pannes	93,71	539	kg	50511,69	16	808187,03
Profils métalliques						
pannes	317,25	1470	kg	466357,5	18	8394435
Assemblage			kg	32645,02	18	587610,45
liernes	11,08	490	kg	5433,18	15	81497,71
couverture			m2	30199,4	200	6039880
Terrassement	9,825	100	m3	982,5	300	294750
Prix total						33119922,9

Tableau 47: métré de la deuxième variante



Conclusion :

Ce présent rapport a fait l'objet d'une étude comparative d'un projet industriel de grande importance, l'objectif de notre travail était de mener une étude comparative sur deux niveaux indépendants :

D'une part, établir une comparaison entre deux variantes de structure porteuses du hangar afin d'optimiser le coût total de la réalisation du projet. En effet l'utilisation d'une structure porteuse en béton avec une structure secondaire en profilés métalliques diminue le coût du projet, la raison pour laquelle nous avons pensé dans la deuxième variante d'éliminer les dalles en béton et faire la couverture en bacs d'acier tout en assurant une ossature rigide par l'ajout des pannes longitudinales en béton. Effectivement, nous avons vérifié par un avant métré que la 2^{ème} variante est moins coûteuse avec un gain de 4.02%.

D'autre part, mener une comparaison entre les règlements NV65 et CM66 d'un côté et l'Eurocode 1 et l'Eurocode 3 de l'autre côté en matière de calcul des sollicitations du vent et de dimensionnement des profilés métalliques. En général, nous avons trouvé des résultats très proches et même semblables.

L'utilisation du logiciel de calcul nous a permis d'évaluer les efforts sismiques et thermiques sur la structure porteuse en béton et par la suite dimensionner les arcs, les pannes en bétons , les dalles et les fondations.

Afin de compléter le travail de comparaison intéressant des règlements, il nous reste à comparer nos résultats du dimensionnement en utilisant le BAEL91 avec l'Eurocode 2.



Bibliographie :

Règlements :

- [1] NV65
- [2] CM66
- [3] Eurocode 1 et 3.
- [4] BAEL 91 modifié 99
- [5] Règlement parasismiques 2000.

Référence :

- [6] Maitrise du BAEL 91 et des DTU associés.
- [7] Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3.(Jean MOREL)
- [8] Conception et calcul des structures métalliques. (Jean MOREL)
- [9] Traité du génie civil (volume 11 et 10) :
- [10] Construction métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement.
- [11] Charpente métallique : Conception et dimensionnement des halls et bâtiment
- [12] Etude et dimensionnement d'un hangar en structure mixte par Robot millenium et par Effel. (PFE Juin 2007 de l'EHTP).
- [13] Etude technico-financière des charpentes métalliques à caractère industriel. (PFE JUIN 2010 de l'EMI).
- [14] Manuel Arche Effel.
- [15] Catalogue des profilés métalliques : PROFIL ARBED