

ETUDE D'UN LOCAL SCANNER A OUAGARINTER POUR COTECNA

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL /Routes et Ouvrages d'Art

Présenté et soutenu publiquement le Jeudi 18 Février 2016 par

Zenias ALLAHNAISSEM

Travaux dirigés par :

Dr Adamah MESSAN, Enseignant-Chercheur au 2iE

NASSA Daniel, Ing.CHEM, Directeur Général de BECADIS

Jury d'évaluation :

Président : Dr Adamah MESSAN

Membres et correcteurs : M. Moussa LO
M. David BELLO
M. HEMA Césaire

Promotion [2014/2015]

DEDICACES

Je dédie ce projet de fin d'études à mes chers parents Feu NOUDJIKIANDA BERE Daniel et KEIMBAYE Monique pour leurs sacrifices et leurs efforts mis en œuvre pour ma formation. Maman, puisse Dieu te bénir et t'accorder une longue vie.

Papa, que ton âme repose en paix ; saches que je continue et mène à bien la mission que tu m'as confiée.

REMERCIEMENTS

Ce document a été réalisé grâce aux soutiens multiformes de plusieurs personnes, qu'elles trouvent ici, l'expression de mes sincères remerciements.

De manière particulière, je voudrai remercier :

- Dr. Adamah MESSAN, mon encadreur interne pour sa disponibilité, sa pédagogie et ses orientations qui m'ont permis de mener à bien ce mémoire ;
- Mr NASSA Daniel, mon maitre de stage au BECADIS pour ses conseils et son sens du partage qui m'ont été d'une utilité capitale pour la réalisation de ce projet ;
- Mes frères ALLAHDJIGUIM Josias, ALLARAMADJI Ozias, KOUMBODJE Grace A DIEU pour leur soutien non négligeable durant mon séjour au Burkina Faso ;
- Ma cousine, madame LOUBASRA/BOUAYOM Eveline pour ses appuis multiformes ;
- Mes oncles NOUDJITLOUM Justin, GANDA MAGA GALI, GOLMBAYE BERE Justin, LOTODINGAO Felix, BEASSEM YERIMA et KIRIMBAYE YANDHET pour leurs assistances infaillibles ;
- La grande famille LAOMBONBE pour son indéfectible soutien ;
- Mes frères d'armes Kalkazia ANGOBONA et NADJILEM MEOUNON Elias, qui ont toujours été là pour moi et n'ont ménagé aucun effort pour l'aboutissement de ce document.
- DAGOU Charles, Ingénieur en Génie Civil, pour son appui.
- Ma famille de Ouagadougou, constituée de MEKILANODJI Mirabelle, ADNELDJI NGOMIBE Sylvie, CHEMET Ruth, Stanislas MODINGAM, Yves DJETENE, MBAIRAMADJI Léon pour leur collaboration, la bonne ambiance et tous les moments agréables que nous avons passés sans pour autant oublier ma chère cousine LOTODINGAO TOUNDAMDJE Elsa pour son encouragement et son soutien sans faille ;

Je ne saurai terminer ces remerciements sans penser à mes camarades de la promotion 2014/2015 de 2^{ie}, mes amis du « couloir » ainsi qu'à tous ceux qui, de loin ou de près, ont contribué à la réalisation de ce travail.

RESUME

Ce mémoire de fin d'études porte sur le dimensionnement d'un local scanner à Ouagarinter pour le compte de COTECNA. Le local est constitué de charpentes métalliques (une charpente principale et de deux tunnels) qui s'appuient sur des voiles en béton armé. Ces voiles jouent aussi un rôle de protection contre les radiations qu'émet le scanner.

L'objectif global de cette étude est de faire le dimensionnement de ces charpentes en utilisant les Eurocodes ainsi que celui des voiles suivant les règles du BAEL91 modifié 99. Pour cela, une étude au vent est préalablement faite afin de déterminer la force du vent qui est exercée sur l'ouvrage.

Les calculs ont été menés à l'état plastique étant donné que les profilés utilisés sont de classe 1. A l'issue du dimensionnement il en ressort, des profilés IPE120 pour les pannes, HEA160 et HEA120 pour les poteaux puis IPE200 et IPE160 pour les traverses. Des éléments de structures secondaires ont été aussi dimensionnés, il s'agit des poutres au vent (L20*20*3) ainsi que des lisses de bardage (IPE100).

Pour le volet béton armé, nous avons obtenu (pour les voiles) des HA12 comme armatures verticales et des HA8 en armatures de répartition. Pour le radier, des HA12 ont été retenus pour le ferrailage en double nappe.

A cette ère écologique où l'aspect impact environnemental ne doit pas être perdu de vue, nous avons énuméré les effets qu'aura ce projet sur son environnement immédiat. La plus grande inquiétude réside dans le fait que le scanner émet des radiations mais des mesures sont prises pour minimiser voire neutraliser ces effets.

Globalement, le projet est estimé à soixante-quatorze millions cent soixante-douze mille neuf cent vingt-quatre (74 172 924) francs CFA pour un délai d'exécution de 02 mois.

Mots clés : Béton armé, Eurocode, portique, vent, voile.

ABSTRACT

This memory of end of studies, relates to the dimensioning of a room scanner in Ouagarinter for the account of COTECNA. The room consists of a metal frame (a principal frame and of two tunnels) which is pressed on reinforced concrete veils. These veils play also a role of protection against radiations which the scanner emits.

The total objective of this study is to make the dimensioning of these frames by using the Eurocodes like that of the veils according to the rules of the BAEL 91 modified 99. For that, a study with the wind is beforehand made in order to determine the force of the wind which is exerted on the work.

Calculations were led to the plastic state since the sections used are of class 1. With the resulting one from dimensioning it comes out from it, of the shaped IPE 120 for breakdowns HEA 160 and HEA 120 for posts then IPE 200 and IPE 160 for the cross-pieces. Secondary elements of structures were also dimensioned, it acts of the beams to the wind (L20*20*3) as well as smooth of boarding (IPE 100).

For the shutter concrete, we obtained (for the veils) ha 14 like vertical reinforcements and of the ha 8 in reinforcements of distribution. For the foundation raft, ha 12 for reinforcement in double tablecloth.

At this ecological era where the aspect environmental impact should not be lost sight of the fact, we enumerated the effects which this project will have on its immediate environment. Greatest concern lies in the fact that the scanner emits radiations but measures are taken to minimize to see neutralizing the effects.

All in all, the project is estimated at soixante-quatorze million hundred soixante-douze one thousand and nine hundred and twenty-four (74 172 924) francs CFA for a completion period two months.

Keywords:

Gantry, wind, veil, Eurocode, reinforced concrete

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement ;

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites ;

BECADIS : Bureau d'Etudes Calcul et Dimensionnement des Structures ;

Cpe : Coefficient de Pression Extérieure ;

Cpi : Coefficient de Pression Intérieure ;

ELU : Etat Limite Ultime ;

ELS : Etat Limite de Service.

EUROCODE: Norme Européenne de calcul et dimensionnement des structures.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	Erreur ! Signet non défini.
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS.....	v
Table des matières	vi
LISTE DES TABLEAUX	viii
LISTE DES FIGURES.....	ix
INTRODUCTION	2
I. PRESENTATION DU PROJET	3
1.1 Description et contexte du projet.....	3
1.2 Hypothèses de calcul	5
II. ETUDE AU VENT DES STRUCTURES SELON L'EUROCODE 1	6
2.1 Etude au vent de la charpente principale	6
2.1.1 Détermination des coefficients de pression due au vent $\theta=0^\circ$	6
2.1.2 Détermination des coefficients de pression due au vent $\theta=90^\circ$	8
2.1.3 Calcul de la pression aérodynamique	9
2.2 Etude au vent de la charpente du tunnel.....	9
III. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE METALLIQUE	11
3.1 Charpente principale.....	11
3.1.1 Panne	11
3.1.2 Traverse	17
3.1.3 Poteaux	18
3.1.4 Dimensionnement des Contreventements	20
3.1.5 Calcul des lisses de bardage	21
3.2 Tunnel.....	24
3.2.1 Panne :	24
3.2.2 Traverse	29
3.2.3 Poteaux	30
IV. ETUDE DES ASSEMBLAGES	32
4.1.1 Fixation de la panne.....	32
4.1.2 Liaison poteau-traverse	33
4.1.3 Liaison poteau en pignon-traverse.....	37

4.1.4	Liaison traverse-traverse	39
4.1.5	Calcul du pied de poteau	41
V.	DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME.....	45
5.1	Dimensionnement des voiles.....	45
5.1.1	Evaluation des charges	45
5.1.2	Calcul des armatures.....	47
5.2	Dimensionnement du radier	48
5.2.1	Prédimensionnement	48
5.2.2	Evaluation des charges	49
VI.	ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	51
VII.	PLANNING D'EXECUTION ET DEVIS ESTIMATIF DU PROJET	52
7.1	Planning d'exécution.....	52
7.2	Devis estimatif.....	52
	CONCLUSION	53
	BIBLIOGRAPHIE.....	53
	ANNEXES.....	55

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Vitesses de références en fonction des zones (Eurocode 1, Annexe A).....	6
Tableau 2 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la toiture.....	7
Tableau 3: Valeurs des coefficients de pression nette pour la toiture	7
Tableau 4: Valeurs des coefficients de pression extérieure des parois	7
Tableau 5 : Valeurs des coefficients de pression nette des parois	8
Tableau 6 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la toiture.....	8
Tableau 7: Valeurs de coefficients de pression nette pour les parois.....	9
Tableau 8 : Valeurs des coefficients de pression nette (C _{pn}) pour la toiture.....	10
Tableau 9: Valeurs des coefficients de pression nette pour les parois	10
Tableau 10: Valeurs des pressions aérodynamiques W (KN/m ²)	10
Tableau 11: Récapitulatif des combinaisons des charges	12
Tableau 12: Récapitulatif des valeurs des efforts internes du portique.....	16
Tableau 13: Récapitulatif des combinaisons des charges	25
Tableau 14: Récapitulatif des valeurs des efforts sur le portique du tunnel.....	29
Tableau 15: Impacts négatifs et mesures d'atténuation	51
Tableau 16: Récapitulatif du planning d'exécution	52
Tableau 17: Récapitulatif du coût du projet	52

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Photo du scanner mobile.....	3
Figure 2 : Caractéristiques géométriques de la structure principale	4
Figure 3: Localisation du site du projet.....	5
Figure 4: Disposition des pressions aérodynamiques.....	9
Figure 5: Représentation statique des charges descendantes	11
Figure 6: Représentation statique des charges ascendantes	11
Figure 7: Disposition de la panne.....	12
Figure 8: Représentation statique des charges suivant les axes	12
Figure 9: Représentation statique du système hyperstatique à deux travées.....	14
Figure 10: Répartition des charges sur le portique principal.....	16
Figure 11: Effet du flambement	19
Figure 12: Représentation statique des contreventements	20
Figure 13: Disposition des lisses de bardage	21
Figure 14: Représentation statique des charges appliquées sur les lisses à l'ELU	22
Figure 15: Représentation statique des charges appliquées sur les lisses à l'ELS	22
Figure 16: Représentation statique des charges descendantes sur les lisses	23
Figure 17: Représentation statique des charges ascendantes sur les lisses	24
Figure 18: Disposition de la panne suivant les axes.....	26
Figure 19: Répartition des charges sur le portique du tunnel.....	28
Figure 20: Représentation statique de l'échantignole	32
Figure 21: Disposition de l'échantignole	32
Figure 22: Liaison poteau-traverse du portique principal	33
Figure 23: Représentation des efforts.....	34
Figure 24: Liaison poteau-traverse du portique du tunnel	35
Figure 25: Représentation des sollicitations.....	36
Figure 26: Liaison poteau en pignon-traverse.....	37
Figure 27: Liaison traverse-traverse du portique principal	39
Figure 28: Liaison traverse-traverse du tunnel.....	40
Figure 29: Vue en plan d'une platine	42
Figure 30: Vue de la largeur supplémentaire	42
Figure 31: Vue des efforts agissant sur les tiges d'ancrage	43
Figure 32: Représentation des sollicitations du voile sur 1ml	45
Figure 33: Représentation statique des charges sur le radier	49

INTRODUCTION

Elément fondamental de la construction métallique, l'acier a fait son apparition au 20^e siècle et fut utilisé pour la première fois, dans la réalisation des halles industrielles.

La construction en acier s'impose vis-à-vis du béton armé surtout dans la réalisation des bâtiments industriels mais aussi, celle des magasins de stockage, entrepôts... Ce choix se justifie par les diverses qualités que possède l'acier ; contrairement au béton armé qui est lourd et nécessite plus de temps pour son exécution (sauf les préfabrications), les constructions métalliques sont légères, plus esthétiques, faciles à mettre en œuvre et aisément modifiables. En plus de ces avantages, l'acier dispose d'autres qualités dont, une meilleure résistance, une durabilité et des nuisances de chantier réduites. C'est au regard de ces avantages que COTECNA a choisi de réaliser son local scanner en structures métalliques. C'est dans ce cadre que s'inscrit ce projet de fin d'études, intitulé « Etude d'un local scanner pour COTECNA à Ouagarinter ».

L'objectif général de cette étude est de dimensionner des charpentes métalliques et des voiles en béton armé suivant les normes en vigueur.

Pour l'atteinte de cet objectif, l'étude sera axée sur cinq grands chapitres. Le premier sera consacré à la présentation du projet suivi de l'étude au vent de la structure qui consistera à déterminer la pression aérodynamique dans les différentes parties de la structure. Le troisième et le quatrième chapitre traiteront respectivement du dimensionnement des éléments métalliques (ainsi que leurs assemblages) et du dimensionnement des éléments en béton armé. Nous ferons ressortir l'aspect impact environnemental au chapitre 5 et finir l'étude par un devis estimatif et un planning d'exécution.

I. PRESENTATION DU PROJET

1.1 Description et contexte du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude porte sur la réalisation d'un local scanner à Ouagadougou dans la zone de Ouagarinter pour le compte de COTECNA S.A.

COTECNA S.A est une société suisse fondée en 1974, spécialisée dans les inspections commerciales. Dans le cadre du renforcement de ses activités au Burkina Faso à travers le service de Douanes, COTECNA a entrepris la construction d'un local devant abriter un scanner à Ouagarinter dans la même enceinte que le Bureau de Douane de Ouaga-Route. Ce scanner vient améliorer la capacité de cette société notamment dans les inspections des marchandises des véhicules poids lourds. Signalons qu'un scanner mobile est déjà fonctionnel sur le site mais du fait de son incapacité à scanner les véhicules de grande envergure, COTECNA a bien voulu installer un autre scanner (fixe) pour remplir convenablement la tâche.



Figure 1: Photo du scanner mobile

Ce local d'une superficie de 456 m², et dont le gabarit fait 5.60m, est composé d'une charpente métallique (constituée de 07 portiques) et de deux tunnels (d'entrée et de sortie) portés par des voiles en béton armé. L'ensemble de la structure sera recouvert d'un bardage (à partir du niveau supérieur des voiles) et des «poutres au vent» seront disposées pour reprendre les efforts du vent en toiture. Le scanner sera fixé sur un volet roulant.

Les entreprises en charge de la réalisation de cet ouvrage sont l'Entreprise Nassa Laurent (ENL) pour la partie métallique, la Compagnie Générale des Entreprises (CGE) pour le volet béton armé et enfin, la Société Générale de Constructions Electriques (SOGETEL) pour l'aspect électrique. La Maitrise d'œuvre est assurée par SATA AFRIQUE.

a. Les caractéristiques géométriques de la charpente :

- Long pan : 34.15m
- Pignon : 11.65m
- Hauteur faitière : 9.62m
- Hauteur du poteau le plus élevé : 3.70m
- Hauteur du poteau le plus bas : 2.20m

(Voir la vue en plan en annexe).

La toiture est à 2 versants et sera couverte d'une tôle bac-alu zinc 6/10°.

- Pente des versants : 25%
- Espacement des portiques : 5m (plus défavorable).

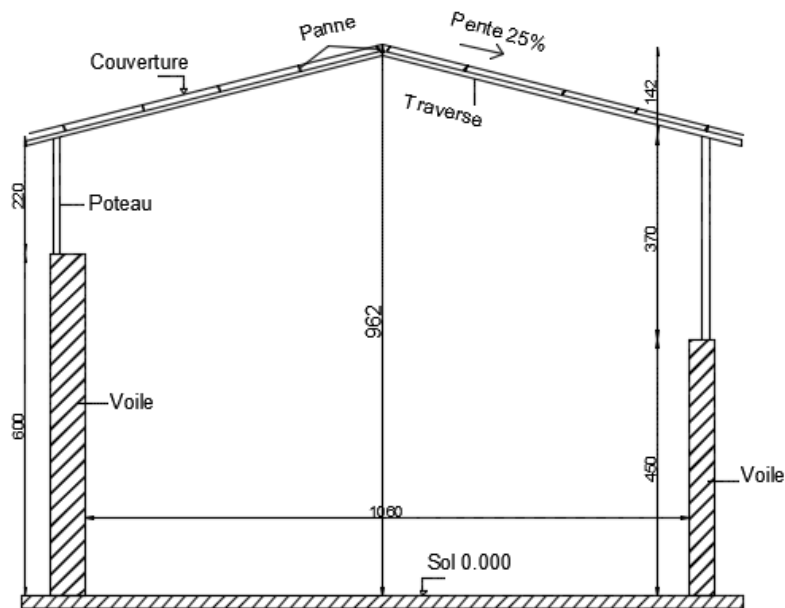


Figure 2 : Caractéristiques géométriques de la structure principale



Figure 3: Localisation du site du projet (Source : Google Earth)

1.2 Hypothèses de calcul

Pour ce projet, nous utiliserons les normes et les hypothèses suivantes :

- Structures métalliques :

Règlement de calcul : Eurocode 3

Acier S235

- Structures en béton armé :

Règlement de calcul : BAEL91 modifié 99

Acier FeE400, béton B25 ($f_{c28}=25\text{Mpa}$).

Contrainte du sol : 1.5bars.

II. ETUDE AU VENT DES STRUCTURES SELON L'EUROCODE 1

❖ Protocole de calcul

L'étude au vent d'une structure selon l'Eurocode 1 se fait suivant la procédure suivante :

- Déterminer la zone de terrain devant abriter le projet ;
- Déterminer la vitesse de base du projet correspondant à la zone déterminée;
- Déterminer les coefficients de pression extérieure et intérieure sur la toiture et sur les parois ;
- Calculer la pression dynamique de base ;
- Calculer la pression dynamique de pointe ;
- Déterminer les coefficients et la classe de rugosité du terrain ;
- Déterminer le coefficient d'exposition du terrain ;
- Déterminer la pression aérodynamique sur les versants et les parois.

2.1 Etude au vent de la charpente principale

La Direction de la Météorologie de Ouagadougou a mis à notre disposition, des informations sur la vitesse du vent dans la zone de notre projet ; elle est de 25.8m/s (valeur la plus défavorable). De ce fait, nous assimilons la zone de notre projet à la zone 2 de la France qui a une vitesse de référence au vent $V_{ref} = 26.0\text{m/s}$ et ρ , la masse volumique de l'air vaut 1.25kg/m^3 .

Tableau 1: Vitesses de références en fonction des zones (Eurocode 1, Annexe A)

Zone	1	2	3	4
V_{ref} (m/s)	24	26	28	30

2.1.1 Détermination des coefficients de pression due au vent $\theta=0^\circ$

2.1.1.1 Pour la toiture

Pour les bâtiments industriels, l'Eurocode 1 prévoit les valeurs suivantes pour les coefficients de pression intérieure (C_{pi}) de la toiture : $C_{pi}=+0.8$ au vent et $C_{pi}=-0.5$ sous le vent.

Les coefficients de pression extérieure quant à eux, sont donnés en fonction de l'angle d'inclinaison des versants α qui vaut 14.04° pour ce projet.

Il n'y a pas des coefficients de pression extérieure correspondant à un angle de 14.04° alors, nous ferons une interpolation des valeurs des coefficients entre $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$.

Après interpolation, nous obtenons les résultats ci-après:

Tableau 2 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la toiture

F	G	H	I	J
-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0

Les coefficients de pression nette due au vent sont obtenus en faisant la différence entre les coefficients de pression extérieure et les coefficients de pression intérieure.

$C_{p \text{ nette}} = C_{pe} - C_{pi}$. Le résultat est le suivant :

Tableau 3: Valeurs des coefficients de pression nette pour la toiture

α	F	G	H	I	J
14.04°	-1.7	-1.6	-1.1	-0.1	-0.5

2.1.1.2 Pour les parois verticales

L'Eurocode 1 stipule que les bâtiments dont la hauteur est inférieure à la longueur b du côté, doivent être considérés comme un tout ; c'est le cas de ce projet puisque

$$H=9.62\text{m} < b=34.15\text{m}.$$

Les coefficients de pression extérieure pour les parois verticales sont donnés en fonction du rapport d/h (pour ce projet, ce rapport vaut $11.65/9.62=1.21$). Etant donné qu'il n'y a pas de coefficients correspondant à $d/h=1.21$, nous interpolerons les valeurs de ces coefficients entre $d/h=1$ et $d/h=4$.

Les résultats sont les suivants :

Tableau 4: Valeurs des coefficients de pression extérieure des parois

A	B	D	E
-1	-0.8	+0.8	-0.3

Les coefficients de pression intérieure C_{pi} pour les parois verticales sont obtenus en fonction de leur perméabilité μ .

μ est le rapport entre la somme des surfaces des ouvertures des parois au vent et parallèles au vent et la somme des surfaces des ouvertures des parois au vent, sous le vent, parallèles au vent.

NB : la notion d'ouverture fait référence à tout orifice de toute nature débouchant sur l'extérieur et au travers duquel, l'air peut passer.

Pour ce projet, il y a 07 ventailles sur chaque côté du long pan d'une surface totale de $7 \times 400 \times 100 \text{ cm}^2$ soit 28 m^2 par coté.

A chaque tunnel, il y a une ouverture d'une surface de $400 \times 450 \text{ cm}^2$ pour le passage des véhicules. Ce qui fait en tout :

- Au vent : 28 m^2
- Sous le vent : 28 m^2
- Parallèles au vent : 36 m^2

$$\mu = \frac{28 + 36}{28 + 28 + 36} ; \mu = 0.65$$

Pour $\mu=0.65$, $C_{pi}=-0.18$. Après calcul, nous avons :

Tableau 5 : Valeurs des coefficients de pression nette des parois

A	B	D	E
-0.82	-0.62	+0.98	-0.12

2.1.2 Détermination des coefficients de pression due au vent $\theta=90^\circ$

2.1.2.1 Pour la toiture

Par le même procédé, nous avons :

Tableau 6 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la toiture

Coefficients de pression extérieure (Cpe)		F	G	H	I
		-1.3	-0.8	-0.1	0
Coefficients de pression nette (Cpn)	Au vent	-2.1	-2.1	-1.4	-1.3
	Sous le vent	-0.8	-0.8	-0.1	0

2.1.2.2 Pour les parois verticales

Le calcul étant identique à celui effectué précédemment, nous avons :

Tableau 7: Valeurs de coefficients de pression nette pour les parois

A	B	C	D	E
-0.02	-0.62	-0.32	+0.78	-0.12

2.1.3 Calcul de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique a pour expression : $W = q_b * C_e(Z) * C_{p \text{ nette}}$ avec :

$C_e(Z)$: coefficient d'exposition, fonction de la classe de rugosité du terrain, il vaut 1.6 pour ce cas.

q_b : la pression dynamique de base $q_b = \frac{\rho}{2} * V_{ref}^2 = \frac{1,25}{2} * 26^2 = 422.5 N/m^2$

$W = 0.422 * 1.6 * C_{p \text{ nette}}$ (KN/m²)

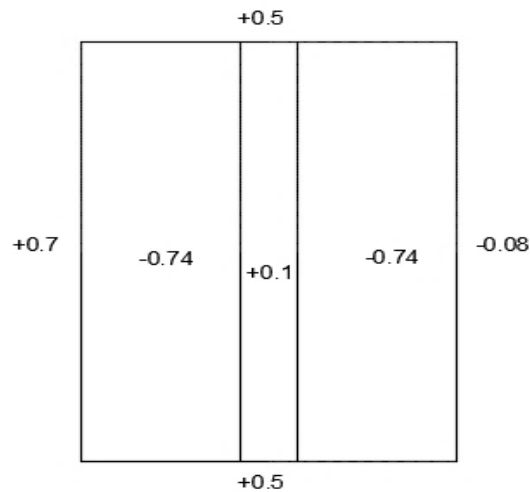


Figure 4: Disposition des pressions aérodynamiques

2.2 Etude au vent de la charpente du tunnel

Les caractéristiques géométriques de la charpente du tunnel sont :

- Hauteur totale : 7.40m
- Long pan : 6m
- Pignon : 4.40m
- Hauteur des poteaux : 2.70m

- Espacement des portiques : 6m
- Pente des versants : 9%

L'angle d'inclinaison des versants est de 5°.

Pour un angle de 5°, l'Eurocode 1 prévoit les valeurs suivantes pour les coefficients de pression extérieure pour la toiture et les parois :

Tableau 8 : Valeurs des coefficients de pression nette (Cpn) pour la toiture

	F	G	H	I	J
Vent $\theta=0^\circ$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3
Vent $\theta=90^\circ$	-1.6	-1.3	-0.7	-0.5	-
Cas défavorable	-1.7	-1.3	-0.7	-0.5	-0.3
$C_{pn}=C_{pe}-C_{pi}$	-2.5	-2.1	-1.5	+0.2	+0.2

Tableau 9: Valeurs des coefficients de pression nette pour les parois

D	E
+0.98	-0.12

La procédure de calcul étant la même que pour la charpente étudiée précédemment, nous avons les valeurs de la pression aérodynamique comme suit :

Tableau 10: Valeurs des pressions aérodynamiques W (KN/m²)

Sur les versants				Sur les parois	
F	G	H	I	D	E
-1.69	-1.35	-0.95	+0.13	+0.66	-0.13

III. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE METALLIQUE

Il s'agit de déterminer les profilés nécessaires à la réalisation de l'ouvrage et de vérifier leurs résistances aux instabilités suivant l'Eurocode 3.

3.1 Charpente principale

3.1.1 Panne

Espacement : 1.30m

3.1.1.1 Evaluation des charges

- Charges permanentes : poids de la couverture (bac alu zinc) $g=3.3 \text{ daN/m}^2$
- Charges d'entretien : deux charges ponctuelles de 100kg appliquées respectivement à $L/3$ et $2L/3$ où L désigne l'espacement des portiques ; soit une charge linéaire $P=53.33\text{kg/m}=53.33\text{daN/m}$
- Charges du vent : -0.74KN/m^2 soit -74daN/m^2 pour la toiture et 0.35KN/m^2 soit 35daN/m^2 pour le poteau.

a) Combinaison des charges

➤ Descendantes

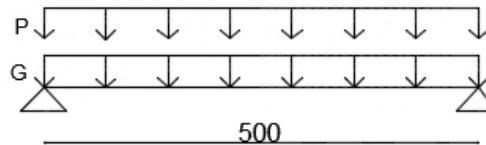


Figure 5: Représentation statique des charges descendantes

- ELU : $P_u = 1.35G + 1.5P$ avec $G = 3.3 \cdot L$ avec L , l'espacement des pannes.

$$P_u = 1.35 \cdot (1.30 \cdot 3.3) + 1.5 \cdot (53.33)$$

$$\mathbf{P_u = 85.78 \text{ daN/m}}$$

- ELS : $P_{ser} = G + P = (1.30 \cdot 3.3) + 53.33$

$$\mathbf{P_{ser} = 57.62 \text{ daN/m}}$$

➤ Ascendantes

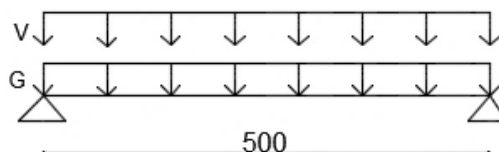


Figure 6: Représentation statique des charges ascendantes

- ELU : $P_u = 1.35G + 1.5V$ où $V = -74 \cdot L$
 $P_u = 1.35 \cdot (1.30 \cdot 3.3) - 1.5 \cdot (1.30 \cdot 74)$
 $P_u = -138.51 \text{ daN/m}$
- ELS : $P_{ser} = G + V = (1.30 \cdot 3.3) - (74 \cdot 1.30)$
 $P_{ser} = -91.91 \text{ daN/m}$

Tableau 11: Récapitulatif des combinaisons des charges

	Combinaisons	
Charges (daN/m)	ELU	ELS
Descendantes	85,78	57,62
Ascendantes	138,51	91,91

Les charges ascendantes sont dimensionnantes : $P_u = 138.51 \text{ daN/m}$ et $P_{ser} = 91.91 \text{ daN/m}$.

Suivant les axes, nous avons :

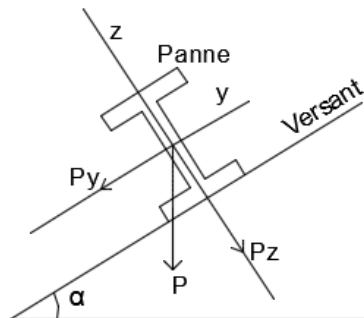


Figure 7: Disposition de la panne

$$P_y = P_u \cdot \sin \alpha = 33.60 \text{ daN/m}$$

$$P_z = P_u \cdot \cos \alpha = 134.37 \text{ daN/m}$$

Les moments suivant les axes sont :

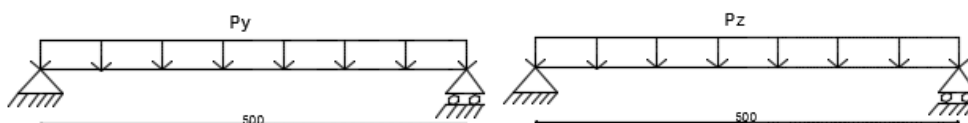


Figure 8: Représentation statique des charges suivant les axes

$$M_y = \frac{P_z * l^2}{8} = 419.91 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{P_y * l^2}{8} = 105 \text{ daN.m}$$

$$M_y = 419.91 \text{ daN.m}$$

$$M_z = 105 \text{ daN.m}$$

b) Prédimensionnement

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{ed} = M_{max} = 420.62 \text{ daN.m et } M_{pl,Rd} = f_y * \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{ed} * \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{419.91 * 1}{23.5}$$

$$W_{ply} \geq 17.86 \text{ cm}^3$$

Choix : IPE 120 ($W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$)

❖ Les pannes sont soumises à une flexion déviée, pour ce faire, la relation suivante doit être satisfaite:

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta \leq \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

Pour des sections en I et H, $\alpha = 2$ et $\beta = 1$.

$$\begin{cases} M_{ply} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} \\ M_{plz} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases} \text{ Soit } \begin{cases} M_{ply} = 1427.15 \text{ daN.m} \\ M_{plz} = 319.13 \text{ daN.m} \end{cases}$$

L'inéquation devient :

$$\left(\frac{419.91}{1427.15}\right)^2 + \left(\frac{105}{319.13}\right)^1 \leq 1 \text{ puisque } \gamma_{M0} = 1$$

$\Rightarrow 0.41 \leq 1$; condition vérifiée.

c) Vérification à la flèche

$$f < \bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

- suivant l'axe y, $f_y = \frac{5q_z l^4}{384 E I_y}$ avec $q_z = P_{ser} * \cos 14.04 + \text{Poids propre de l'IPE120}$

$$q_z = 91.91 * \cos 14.04 + 10.4$$

$$q_z = 99.56 \text{ daN/m}$$

$$f_y = \frac{5 * 99.56 * 5^4}{384 * 21 * 317.8} = 1.21 \text{ cm} < \bar{f} ; \text{ condition vérifiée.}$$

- suivant l'axe z, $f_z = \frac{5q_y l^4}{384E.I_z}$ avec $q_y = P_{ser} \cdot \cos 14.04 + \text{Poids propre de l'IPE120}$

$$q_y = 91.91 \cdot \sin 14.04 + 10.4$$

$$q_y = 32.69 \text{ daN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \cdot 32.69 \cdot 5^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 27.67} = 4.58 \text{ cm} > \bar{f}; \text{ condition non vérifiée.}$$

Le profilé n'est pas vérifié à la flèche alors, faisons l'hypothèse d'un système hyperstatique à deux travées.

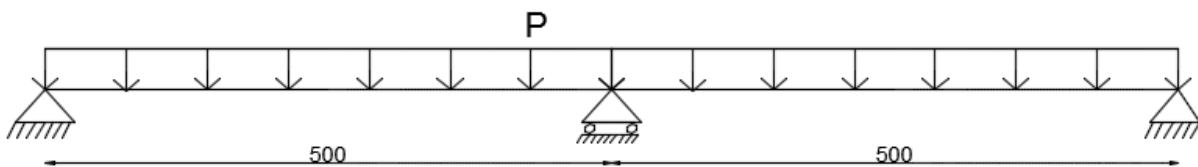


Figure 9: Représentation statique du système hyperstatique à deux travées

Nous aurons $f = 0.415 \cdot f_z = 1.90 \text{ cm} < \bar{f}$; condition vérifiée.

Les moments calculés plus haut deviennent : $M_y = 0.562 \cdot 419.91 = 235.99 \text{ daN.m}$ et $M_z = 0.562 \cdot 105 = 59.01 \text{ daN.m}$

d) Vérification au déversement

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec } M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y \cdot \beta_w}{\gamma_{M0}} x_{LT} \quad \text{où } \beta_w = 1 \text{ puisque le profilé est de classe 1.}$$

$$x_{LT} \text{ dépend de } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{M_{cr}}}; \text{ M}_{cr} \text{ désigne le moment critique.}$$

- Sous l'effet des charges descendantes, nous vérifierons le déversement de la semelle supérieure :

$M_{cr} = 6250 \text{ daN.m}$, obtenu par le logiciel de calcul Ltbeam.

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 \cdot 60.73}{6250}} = 0.5$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a risque de déversement.

Le profilé étant laminé, $h/b=1.8 < 2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 0.5$, $x_{LT}=0.9243$

$$Mb, Rd = \frac{Wply * fy * \beta w}{\gamma M0} * x_{LT}$$

$$Mb, Rd = 1319.12 daN.m$$

Le moment maximal sous l'action des charges descendantes est $M=260 daN.m$

$\Rightarrow Mb, Rd > Med$; condition vérifiée.

- Sous l'action des charges ascendantes, nous vérifierons le déversement de la semelle inferieure :

$$Ltbeam \text{ donne } M_{cr}=1244 daN.m \Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 * 60.73}{1244}} = 1.1$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a risque de déversement.

Le profilé étant laminé, $h/b=1.8 < 2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 1.1$, $x_{LT}=0.5960$

$$Mb, Rd = \frac{Wply * fy * \beta w}{\gamma M0} x_{LT}$$

$$Mb, Rd = \frac{60.73 * 23.5 * 1}{1} * 0.5960$$

$$Mb, Rd = 850.58 daN.m$$

Le moment maximal sous l'action des charges ascendantes vaut $M=235,99 daN.m$

$\Rightarrow Mb, Rd > Med$; condition vérifiée.

Calcul du portique

Les charges reçues par les pannes seront transmises au portique comme suit :

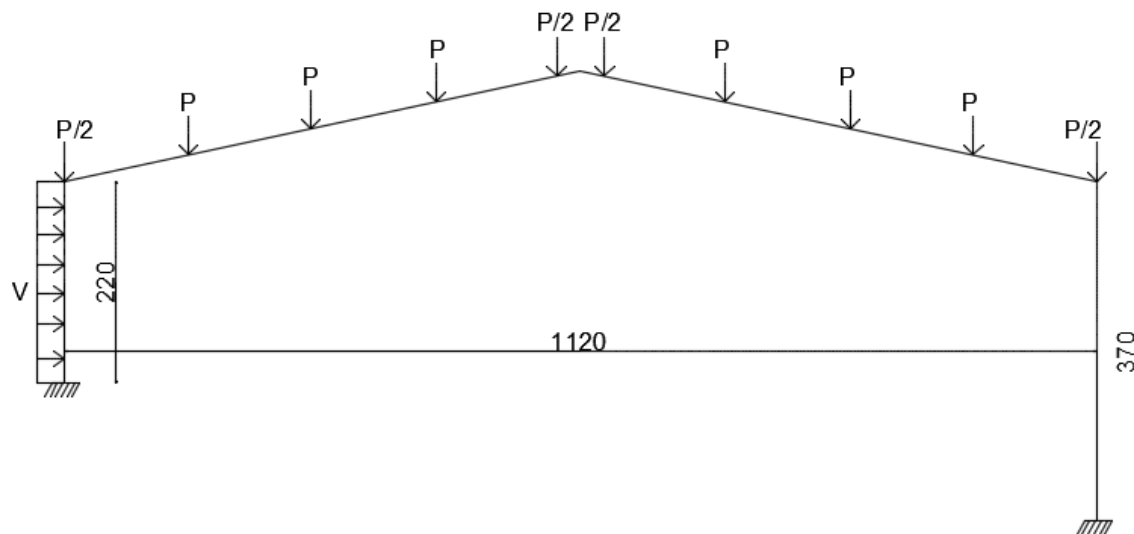


Figure 10: Répartition des charges sur le portique principal

Où $P = [(P_z + \text{poids propre de la panne}) * l]$ avec L , la largeur de reprise de la traverse = 5m

$$P = [(134.37 + 10.4) * 5] = 723.9 \text{ daN}$$

$$P = 723.9 \text{ daN} = 7.24 \text{ KN}$$

La charge du vent sur le poteau est : $V = 0.35 * L * 1.5$ où L désigne l'espacement des portiques.

$$V = 0.35 * 5 * 1.5 = 2.63 \text{ KN/m}$$

Après calcul du portique avec le logiciel PYBAR, nous avons les résultats suivants : (voir les différentes épures en annexe)

Tableau 12: Récapitulatif des valeurs des efforts internes du portique

M _{max} sur la traverse = 4177 daN.m	M _{max} sur le poteau = 4177 daN.m
N _{max} sur la traverse = 1665 daN	N _{max} sur le poteau = 3754 daN
V _{max} sur la traverse = 2559 daN	V _{max} sur le poteau = 1118 daN
R _A = 3754 daN et R _B = 3486 daN	

3.1.2 Traverse

a. Prédimensionnement

$$\frac{Med}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{Med}{f_y} * \gamma_{M0}$$

$$W_{ply} \geq \frac{4177}{23.5} * 1$$

$$W_{ply} \geq 177.74 \text{ cm}^3$$

Choix : IPE 200 ($W_{ply} = 220.6 \text{ cm}^3$)

b. Vérification à la flèche

$$f < \bar{f} \text{ avec } \bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{560}{200} = 2.80 \text{ cm}$$

$$f = 0.42 \text{ cm} < \bar{f}; \text{ condition vérifiée.}$$

❖ Les traverses sont soumises à une flexion déviée, pour ce faire, la relation suivante doit être satisfaite:

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

Pour des sections en I et H, $\alpha = 2$ et $\beta = 1$.

$$\begin{cases} M_{ply} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} \\ M_{plz} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases} \text{ Soit } \begin{cases} M_{ply} = 5184.1 \text{ daN.m} \\ M_{plz} = 1048.33 \text{ daN.m} \end{cases}$$

L'inéquation devient :

$$\left(\frac{2253.7}{5184.1} \right)^2 + \left(\frac{857.2}{1048.33} \right)^1 \leq 1 \text{ puisque } \gamma_{M0} = 1$$

$$\Rightarrow 0.97 \leq 1; \text{ condition vérifiée.}$$

c. Vérification au déversement

Suivant l'axe de forte inertie du profilé (l'axe z), on a :

$$\frac{Med}{M_{b,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y * \beta_w}{\gamma_{M0}} x_{LT} \text{ où } \beta_w = 1 \text{ puisque le profilé est de classe 1.}$$

$$x_{LT} \text{ dépend de } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y * W_{ply}}{M_{cr}}}$$

- Sous l'effet des charges ascendantes, vérifions le déversement de la semelle inférieure.

Le moment critique $M_{cr} = 68.31 \text{ kN.m}$ soit 6831 daN.m

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 \cdot 220.6}{6831}} = 0.7$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a lieu de vérifier le déversement.

Le profilé étant laminé, $h/b=2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 0.7$, $x_{LT} = 0.8477$

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y \cdot \beta_w}{\gamma_{M0}} \cdot x_{LT} = 4394.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 4394.56 \text{ daN.m}$$

$\Rightarrow M_{b,Rd} > M_{ed}$ ($M_{ed} = 4177 \text{ daN.m}$); condition vérifiée.

- Sous l'effet des charges descendantes, vérifions le déversement de la semelle inférieure:

$$M_{cr} = 27.99 \text{ kN.m} = 2799 \text{ daN.m} \Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 \cdot 220.6}{2799}} = 1.4$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a lieu de vérifier le déversement.

Le profilé étant laminé, $h/b=2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 1.4$, $x_{LT} = 0.4179$

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y \cdot \beta_w}{\gamma_{M0}} \cdot x_{LT}$$

$$M_{b,Rd} = 2166.43 \text{ daN.m} \text{ soit } 21.66 \text{ kN.m}$$

$\Rightarrow M_{b,Rd} > M_{ed}$ ($M_{ed} = 21.17 \text{ kN.m}$); condition vérifiée.

3.1.3 Poteaux

La flexion étant plus dimensionnante que la compression, nous avons :

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{ed}}{f_y} \cdot \gamma_{M0}$$

En considérant le poteau le plus sollicité, $M_{ed} = 4177 \text{ daN.m}$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{4177}{23.5} \cdot 1$$

$$W_{ply} \geq 177.74 \text{ cm}^3$$

Choix : HEA 160 ($W_{ply}=245.1 \text{ cm}^3$)

a. Vérification au flambement

Le poteau est soumis à une flexion composée puisqu'en plus du poids de la charpente, il est sollicité par le vent en long pan alors, nous pouvons écrire que :

$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$ avec $N_{b,Rd} = A * f_y * x_{LT}$ où x_{LT} est en fonction de $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9}$ avec $\lambda = \frac{l_f}{i}$; l_f désigne la longueur de flambement et vaut $0,5 * l$ puisque le poteau est encastré aux deux extrémités.

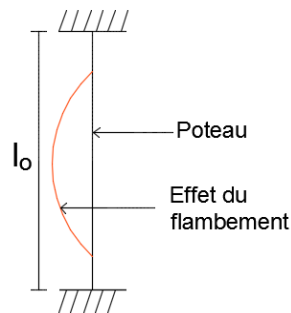


Figure 11: Effet du flambement

$$l_f = 0.5 * 370 = 185 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{185}{6.57} = 28.16 \\ \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{185}{3.98} = 46.48 \end{cases}$$

Suivant l'axe z, l'élancement est plus considérable donc nous poursuivrons les calculs suivant cet axe.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{46.48}{93.9} = 0.49 > 0.2 \Rightarrow \text{il y a risque de flambement.}$$

Axe z, $h/b = 0.95 < 1.2$ et $t_f = 9 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \Rightarrow$ courbe C. Pour l'élancement réduit $\bar{\lambda} = 0.6$,

$$x_{LT} = 0.7854.$$

$$N_{b,Rd} = A * f_y * x_{LT} / \gamma_{M1}$$

$$N_{b,Rd} = 245.1 * 23.5 * 0.7854$$

$$Nb, Rd = 4523.78daN$$

=>Nb, Rd > Ned (Ned=3751daN); condition vérifiée.

3.1.4 Dimensionnement des Contreventements

Les contreventements sont des pièces (généralement des cornières) disposées en toiture (dans le plan des versants appelés « Poutres au vent») et/ou en façade (appelés « Palées de stabilité») pour reprendre les forces de vent, de freinage...

Pour ce projet, nous disposerons des contreventements en toiture.

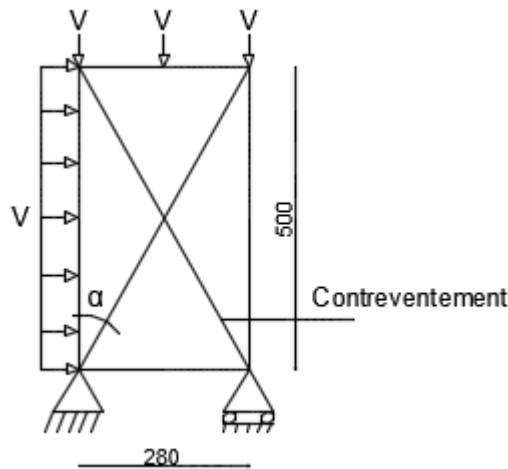


Figure 12: Représentation statique des contreventements

Où V1 désigne la force du vent sur le poteau et V, la force du vent sur les versants.
V1=2.65KN/m et V=7.45KN.

Le calcul du portique donne $R_A=19.67KN$ et $R_B=17.53KN$

Par la méthode des coupures, on obtient : $N\cos\alpha + P1 = R_A$ avec $\alpha = \arctan(5.60/5) = 48.24^\circ$

$$N = \frac{R_A - P}{\cos \alpha} = \frac{17.15 - 7.45}{\cos 48.24} ;$$

$$N = 14.94KN$$

❖ Dimensionnement du contreventement

$$\frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{14.94}{23.5} \cdot 1 ;$$

$$A \geq 0.75 \text{ cm}^2 ; \text{ Choix : L20*20*3 avec } A=1.12 \text{ cm}^2$$

3.1.5 Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardage sont utilisées pour reprendre les efforts de vent sur le bardage. Elles sont disposées horizontalement et portent sur les poteaux des portiques.

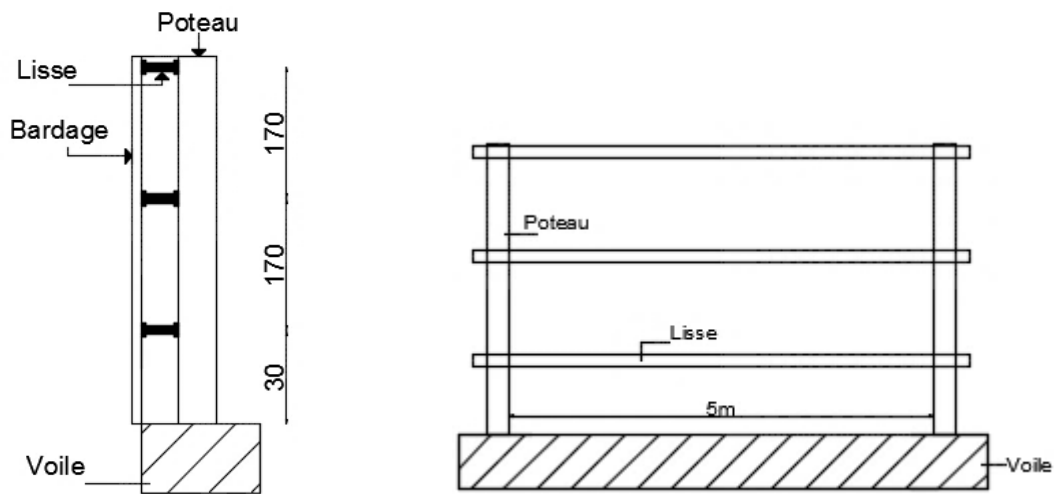


Figure 13: Disposition des lisses de bardage

- Evaluation des charges sur les lisses
 - Charges permanentes : poids propre du bardage (en bac alu zinc) 3.3 daN/m^2
 - Charges du vent en long pan : $0.7 \text{ KN/m}^2 = 70 \text{ daN/m}^2$

Espacement des lisses: 1.70m

- Combinaison des charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{et} \quad P_{ser} = G + Q$$

$$- \quad P_u = 1.35 \cdot (3.3 \cdot 1.70) + (1.50 \cdot 70 \cdot 1.70)$$

$$P_u = 186.07 \text{ daN/m}$$

$$- \quad P_{ser} = 1.35 \cdot (3.3 \cdot 1.70) + (1.70 \cdot 70)$$

$$P_{ser} = 124.6 \text{ daN/m}$$

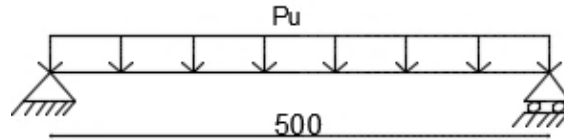


Figure 14: Représentation statique des charges appliquées sur les lisses à l'ELU

$$M_u = (P_u \cdot l^2) / 8$$

$$M_u = \frac{(186.07 \cdot 5^2)}{8}$$

$$M_u = 581.47 \text{ daN.m}$$

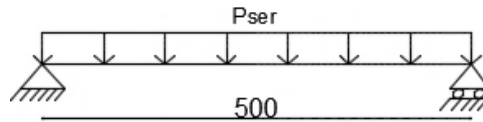


Figure 15: Représentation statique des charges appliquées sur les lisses à l'ELS

$$M_{ser} = (P_{ser} \cdot l^2) / 8$$

$$M_{ser} = \frac{(124.6 \cdot 5^2)}{8} = 389.37 \text{ daN.m}$$

➤ Prédimensionnement de la lisse

$$\frac{M_{max}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{max} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{581.47}{23.5} \cdot 1$$

$$W_{ply} \geq 27.74 \text{ cm}^3$$

Choix: IPE100 ($W_{ply} = 39.41 \text{ cm}^3$)

➤ Vérification à la flèche

$$f < \bar{f} = \frac{L}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

- Suivant l'axe de l'âme du profilé, la lisse est soumise à son poids propre et à celui du

$$\text{bardage : } f_z = \frac{5ql^4}{384EI_z} \quad \text{avec } q = G + \text{Poids propre de l'IPE100}$$

$$q = 13.71 \text{ daN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \cdot 13.71 \cdot (5)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 15.92} = 3.3 \text{ cm} > \bar{f}; \text{ condition non vérifiée.}$$

- Suivant l'axe perpendiculaire à l'âme du profilé, la lisse est soumise à son poids propre et à la charge du vent :

$$f_y = \frac{5ql^4}{384EI_y} \text{ avec } q = V + \text{ poids propre de l'IPE100}$$

$$q = 127.1 \text{ daN/m}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 127.1 \cdot (5)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 171} = 2.88 \text{ cm} > \bar{f}; \text{ condition non vérifiée.}$$

En faisant l'hypothèse d'un système hyperstatique à deux travées, on a :

$$\begin{cases} f_y = 0.415 \cdot 3.3 = 1.37 \text{ cm} < \bar{f}; \text{ condition vérifiée.} \\ f_z = 0.415 \cdot 2.88 = 1.19 \text{ cm} < \bar{f}; \text{ condition vérifiée.} \end{cases} \text{ et le moment maximal devient}$$

$$M = 0.562 \cdot 581.47 = 326.78 \text{ daN.m}$$

- Vérification au déversement (suivant l'axe de forte inertie)

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y \cdot \beta_w}{\gamma_{M0}} x_{LT} \text{ où } \beta_w = 1 \text{ puisque le profilé est de classe 1.}$$

$$x_{LT} \text{ dépend de } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{M_{cr}}}$$

- Sous l'effet des charges descendantes :

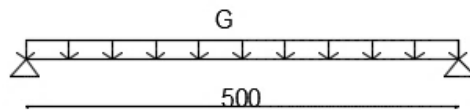


Figure 16: Représentation statique des charges descendantes sur les lisses

$M_{ed} = Gl^2/8$ avec $G =$ poids propre du bardage + poids propre de la lisse

$$M_{ed} = 42.84 \text{ daN.m}$$

$$L_{tbeam} \text{ donne } M_{cr} = 3.60 \text{ kN.m} = 360 \text{ daN.m} \Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 \cdot 39.41}{360}} = 1.6$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a lieu de vérifier le déversement de la semelle supérieure.

Le profilé étant laminé, $h/b = 1.8 < 2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 1$, $x_{LT} = 0.3332$

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y * \beta_w}{\gamma_{M0}} x_{LT}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{39.41 * 23.5 * 1}{1} * 0.3332$$

$$M_{b,Rd} = 308.58 \text{ daN.m}$$

=> $M_{b,Rd} > M_{ed}$; condition vérifiée.

- Sous l'effet des charges ascendantes :

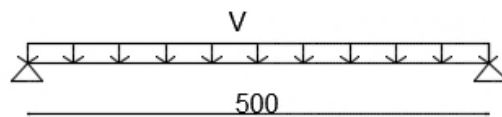


Figure 17: Représentation statique des charges ascendantes sur les lisses

$M_{ed} = V l^2 / 8$ avec V = charge du vent + poids propre de la lisse.

$$M_{ed} = 397.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{cr} = 7.52 \text{ kN.m} = 752 \text{ daN.m} \Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 * 39.41}{752}} = 1.1$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a lieu de vérifier le déversement de la semelle inférieure.

Le profilé étant laminé, $h/b = 1.8 < 2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 1.1$, $x_{LT} = 0.5960$

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y * \beta_w}{\gamma_{M0}} x_{LT}$$

$$M_{b,Rd} = 551.97 \text{ daN.m}$$

=> $M_{b,Rd} > M_{ed}$; condition vérifiée.

3.2 Charpente du Tunnel

3.2.1 Panne :

Espacement : 1.20m

3.2.1.1 Evaluation des charges

- Charges permanentes : poids de la couverture 3.3 daN/m^2
- Charges d'entretien : deux charges de 100 daN appliquées respectivement à $1/3$ et $2/3$ soit une charge répartie $P = 44.44 \text{ daN/m}$.

- Charges du vent : $V = -1.69 \text{ kN/m}^2 = -169 \text{ daN/m}^2$
- a. Combinaison des charges :
 - Ascendantes :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35 \cdot G \cdot 1.20 + 1.5 \cdot V \cdot 1.20$$

$$P_u = (1.35 \cdot 3.3 \cdot 1.20) - (1.5 \cdot 169 \cdot 1.20)$$

$$\mathbf{P_u = -261.49 \text{ daN/m}}$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = (G \cdot 1.20) + (V \cdot 1.20)$$

$$P_{ser} = (3.3 \cdot 1.20) - (169 \cdot 1.20)$$

$$\mathbf{P_{ser} = -173.98 \text{ daN/m}}$$

- Descendantes :

$$\text{ELU : } P_u = (1.35 \cdot G \cdot 1.20) + (1.5 \cdot P)$$

$$P_u = (1.35 \cdot 3.3 \cdot 1.20) + (1.5 \cdot 44.44)$$

$$\mathbf{P_u = 71.34 \text{ daN/m}}$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = (G \cdot 1.20) + P$$

$$P_{ser} = (3.3 \cdot 1.20) + 44.44$$

$$\mathbf{P_{ser} = 47.91 \text{ daN/m}}$$

Tableau 13: Récapitulatif des combinaisons des charges

Charges (daN/m)	Combinaisons	
	ELU	ELS
Descendantes	71.34	47.91
Ascendantes	261.49	173.98

Les charges ascendantes sont dimensionnantes.

Suivant les axes, on a :

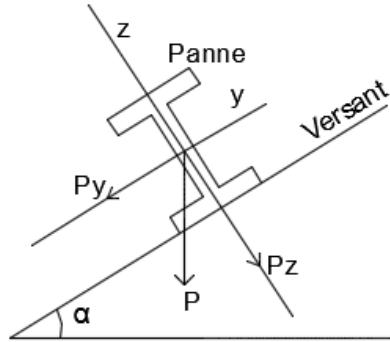


Figure 18: Disposition de la panne suivant les axes

$$P_y = P_u \cdot \sin \alpha = 261.49 \cdot \sin 5 = 22.79 \text{ daN/m}$$

$$P_z = P_u \cdot \cos \alpha = 261.49 \cdot \cos 5 = 260.49 \text{ daN/m}$$

Les moments suivant les axes sont :

$$M_y = \frac{P_z \cdot l^2}{8} = \frac{260.49 \cdot 6^2}{8} = 1172.21 \text{ daN.m} \quad \text{et} \quad M_z = \frac{P_y \cdot l^2}{8} = \frac{22.79 \cdot 6^2}{8} = 102.55 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{M_y = 1172.21 daN.m} \quad \text{et} \quad \mathbf{M_z = 102.55 daN.m}$$

b. Prédimensionnement

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec } M_{ed} = M_{max} = 1172.21 \text{ daN.m} \quad \text{et} \quad M_{pl,Rd} = f_y \cdot \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{1172.22 \cdot 1}{23.5}$$

$$W_{ply} \geq 49.88 \text{ cm}^3$$

$$\text{Choix : IPE 120 } W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$$

c. Vérification à la flèche

$$f < \bar{f} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{- Suivant l'axe y : } f_y = \frac{5 q_z l^4}{384 E I_y} \quad \text{avec } q_z = P_{ser} \cdot \cos 5 + \text{Poids propre de l'IPE120}$$

$$q_z = 183.72 \text{ daN/m}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 183.72 \cdot 6^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 317.8} = 0.12 \text{ cm} < \bar{f} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- Suivant l'axe z : $f_z = \frac{5q_y l^4}{384E.I_z}$ avec $q_y = P_{ser} \sin 5^\circ + \text{Poids propre de l'IPE120}$

$$q_y = 25.56 \text{ daN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \cdot 25.56 \cdot 6^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 27.67} = 0.20 \text{ cm} < \bar{f} ; \text{ condition vérifiée.}$$

d. Vérification au déversement

Suivant l'axe de forte inertie (l'axe z), on a :

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y \cdot \beta_w}{\gamma_{M0}} \cdot x_{LT} \quad \text{où} \quad \beta_w = 1 \quad \text{puisque le profilé est de classe 1.}$$

$$x_{LT} \text{ dépend de } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} ; M_{cr} \text{ désigne le moment critique.}$$

- Sous l'effet des charges descendantes, nous vérifierons le déversement de la semelle supérieure :

$M_{cr} = 6250 \text{ daN.m}$, obtenu par le logiciel de calcul Ltbeam.

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 \cdot 60.73}{6250}} = 0.5$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a risque de déversement.

Le profilé étant laminé, $h/b = 1.8 < 2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 0.5$, $x_{LT} = 0.9243$

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y \cdot \beta_w}{\gamma_{M0}} \cdot x_{LT}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{60.73 \cdot 23.5 \cdot 1}{1} \cdot 0.9243$$

$$M_{b,Rd} = 1319.12 \text{ daN.m}$$

Le moment maximal sous l'action des charges descendantes est $M = 319.80 \text{ daN.m}$

$\Rightarrow M_{b,Rd} > M_{ed}$; condition vérifiée.

- Sous l'action des charges ascendantes, nous vérifierons le déversement de la semelle inférieure :

$$\text{Ltbeam donne } M_{cr} = 1244 \text{ daN.m} \Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 \cdot 60.73}{1244}} = 1.1$$

$\bar{\lambda} > 0.4 \Rightarrow$ il y a risque de déversement.

Le profilé étant laminé, $h/b = 1.8 < 2 \Rightarrow$ courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 1.1$, $x_{LT} = 0.5960$

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y * \beta_w}{\gamma_{M0}} * x_{LT}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{60.73 * 23.5 * 1}{1} * 0.5960$$

$$M_{b,Rd} = 850.58 \text{ daN.m}$$

Le moment maximal sous l'action des charges ascendantes vaut $M = 741.56 \text{ daN.m}$

$\Rightarrow M_{b,Rd} > M_{ed}$; condition vérifiée.

Calcul du portique

Les charges reçues par les pannes seront transmises aux portiques comme suit :

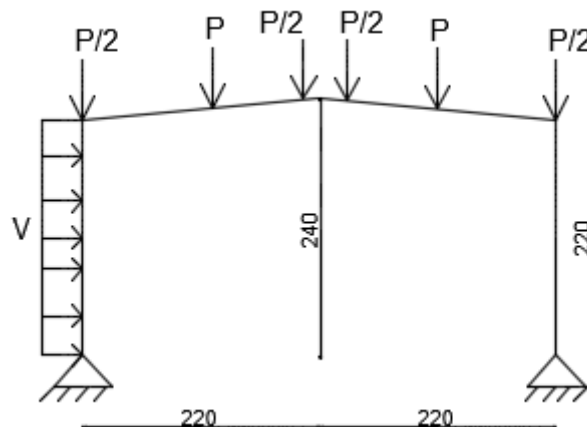


Figure 19: Répartition des charges sur le portique du tunnel

Avec $P = (P_z + \text{Poids propre de la panne}) * \text{largeur de reprise des traverses}$

$$P = (260.49 + 10.4) * 3$$

$$P = 812.67 \text{ daN}$$

$$V = \text{charge du vent sur le poteau} = 1.5 * 66 * 3 = 297 \text{ daN/m}$$

Après calcul du portique sur PYBAR, nous avons les résultats suivants (voir les épures en annexe) :

Tableau 14: Récapitulatif des valeurs des efforts sur le portique du tunnel

Mmax sur la traverse=2060daN.m	Mmax sur le poteau=1880daN.m
Nmax sur la traverse=395daN	Nmax sur le poteau=2450daN
Vmax sur la traverse=1630daN	Vmax sur le poteau=902daN
RA=2450daN et RB=2200daN	

3.2.2 Traverse

a. Prédimensionnement

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{ed}}{f_y} * \gamma_{M0}$$

$$W_{ply} \geq \frac{2060}{23.5} * 1$$

$$W_{ply} \geq 87.66 \text{ cm}^3$$

Choix : IPE 160 (Wply=123.9cm³)

b. Vérification à la flèche

$$f < \bar{f} \text{ avec } \bar{f} = \frac{L}{200} = 1.1 \text{ cm}$$

$$f = 0.60 \text{ cm} < \bar{f} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

c. Vérification au déversement

Suivant l'axe de forte inertie du profilé (l'axe z), on a :

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{b,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y * \beta_w}{\gamma_{M0}} * x_{LT} \text{ où } \beta_w = 1 \text{ puisque le profilé est de classe 1.}$$

$$x_{LT} \text{ dépend de } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y * W_{ply}}{M_{cr}}}$$

- Sous l'effet des charges ascendantes, vérifions le déversement de la semelle inférieure.

$$M_{cr} = 106.56 \text{ kN.m} \Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5 * 123.9}{10656}}$$

$\bar{\lambda} = 0.5 > 0.4$; il y a lieu de vérifier le déversement de la semelle supérieure.

Le profilé étant laminé, h/b=1.95<2 => courbe a ; pour $\bar{\lambda} = 0.5$, $x_{LT} = 0.9243$

$$Mb, Rd = \frac{Wply*fy*\beta w}{\gamma M0} * x_{LT}$$

$$Mb, Rd = \frac{123.9*23.5*1}{1} * 0.9243$$

$$Mb, Rd = 2691.23 daN.m$$

=> Mb, Rd > Med (Med= 2060daN.m); condition vérifiée.

- Sous l'action des charges descendantes, $Mcr=36.66kN.m=3666daN.m \Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{23.5*123.9}{3666}}$

$\bar{\lambda}=0.9>0.4$; il y a lieu de vérifier le déversement de la semelle inférieure.

$$\bar{\lambda}=0.9, x_{LT}=0.7339 \Rightarrow Mb, Rd = \frac{123.9*23.5*1}{1} * 0.7339$$

$$Mb, Rd = 2136.86 daN.m$$

=> Mb, Rd > Med (Med=719 daN.m); condition vérifiée.

3.2.3 Poteaux

a. Prédimensionnement

$$\frac{Ned}{Nb, Rd} \leq 1 \text{ avec } Nb, Rd = \frac{A*fy}{\gamma M1} \Rightarrow A \geq \frac{Ned}{fy} * \gamma M1$$

$$A \geq \frac{2450}{23.5} * 1 ; A \geq 104.26 cm^3 \text{ Choix : HEA 120 (A=119.5 cm}^3\text{)}$$

b. Vérification au flambement

$\frac{Ned}{Nb, Rd} \leq 1$ avec $Nb, Rd = \frac{Wply*fy}{\gamma M0} x_{LT}$ où x_{LT} est en fonction de $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9}$ avec $\lambda = \frac{lf}{i}$; lf désigne la longueur de flambement et vaut $0.7*1$ puisque le poteau est encastré en tête et articulé en pied.

$$Lf=0.7*270=189cm$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{lf}{i_y} = \frac{189}{4.89} = 38.65 \\ \lambda_z = \frac{lf}{i_z} = \frac{189}{3.02} = 62.58 \end{cases}$$

Suivant l'axe z, l'élancement est plus considérable donc nous poursuivrons les calculs suivant cet axe.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.9} = 0.6 > 0.2 \Rightarrow \text{il y a risque de flambement.}$$

Axe z, $h/b = 0.95 < 1.2$ et $t_f = 7.4\text{mm} < 100\text{mm} \Rightarrow$ courbe C.

Pour l'élanement réduit $\bar{\lambda} = 0.6$, $x_{LT} = 0.8973$

$$Nb, Rd = \frac{A * fy}{\gamma M1} * x_{LT}$$

$$Nb, Rd = \frac{119.5 * 23.5}{1} * 0.8973$$

$$Nb, Rd = 2519.84\text{daN}$$

$\Rightarrow Nb, Rd > Ned$ ($Ned = 2450\text{daN}$); condition vérifiée.

IV. ETUDE DES ASSEMBLAGES

Pour assembler les différents éléments de la structure, nous utiliserons le boulonnage qui est une méthode d'assemblage démontable. Les boulons serviront à créer une liaison de continuité entre les éléments ou à assurer une transmission intégrale des efforts d'une partie de la construction à une autre. Pour cela, cette étude consistera à déterminer le diamètre et le nombre des boulons à mettre en place pour la jonction des éléments ainsi que leur vérification à la rupture.

4.1.1 Fixation de la panne

Les pannes seront rattachées aux traverses au moyen des échantignoles. Le principal effort de résistance des échantignoles est le moment de renversement dû au vent de soulèvement.

❖ Dimensionnement de l'échantignole

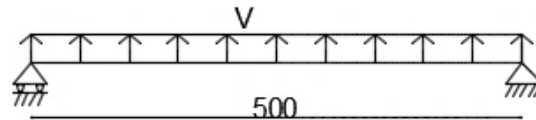


Figure 20: Représentation statique de l'échantignole

La résolution du système donne $R_A = R_B = -5V/2$ avec V , la charge du vent de soulèvement qui vaut (-96.2 daN/m) . L'effort de résistance sera $R = 240.5 \text{ daN}$

Le moment de renversement $M_r = R \cdot t$ avec t , l'excentricité de l'échantignole.

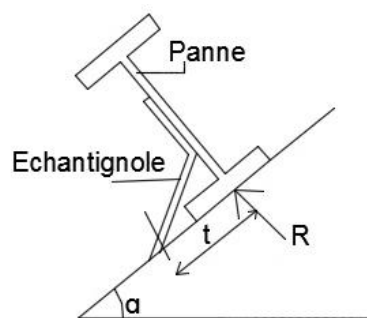


Figure 21: Disposition de l'échantignole

L'excentricité est donnée par la relation $2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$ où b et h désignent respectivement la hauteur et la largeur de la panne. (Lahlou DAHMANI, Cours de Calcul des éléments résistants en construction métallique)

Panne : IPE120 $\Rightarrow b = 64 \text{ mm}$ et $h = 120 \text{ mm}$

$\Rightarrow 64\text{mm} \leq t \leq 96\text{mm}$ Choix : $t=80\text{mm}$

$M_r=240.5*0.08=19.24\text{daN.m}$

$$\frac{M_r}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad M_{b,Rd} = \frac{A*fy}{\gamma M_0} \Rightarrow A \geq \frac{M_r}{fy} \gamma M_0$$

$$A \geq \frac{19.24}{23.5} * 1$$

$A \geq 0.82\text{cm}$

Choix: L20*20*3 ($A=1.12\text{cm}$)

4.1.2 Liaison poteau-traverse

4.1.2.1 Pour la charpente du local

Le calcul du portique donne :

$M_A=3154\text{daN.m}$; $H_A=539.1\text{daN}$; $V_A=3754\text{daN}$

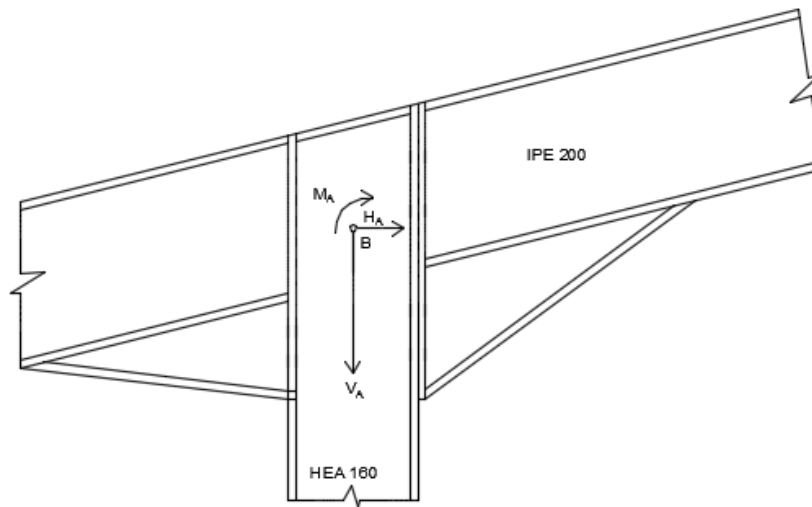


Figure 22: Liaison poteau-traverse du portique principal

Le calcul du moment par rapport au point B donne :

$M_B=M_A+H_A*d$ où $d = \frac{h(IPE200)}{2*cos\alpha}$ avec α , l'angle que forme la traverse avec le poteau soit 14.04° .

$$d=\frac{h(IPE200)}{2*cos\alpha}=103.11\text{mm} \Rightarrow M_B=3209.53\text{daN.m}$$

a) Détermination de l'effort de cisaillement

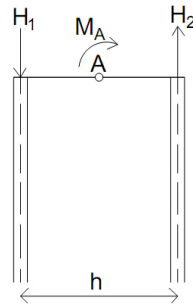


Figure 23: Représentation des efforts

$$\sum M^F / A = 0 \Rightarrow M_B - h \cdot H_1 = 0 \text{ donc } H_1 = H_2 = M_B / h \text{ avec}$$

$$h = h(\text{HEA160}) - t_f(\text{HEA160}) = 143 \text{ mm}$$

$$H_1 = H_2 = \frac{3209.53}{0.143} = 22444.26 \text{ daN soit } 224.44 \text{ kN}$$

b) Dimensionnement des boulons

Hypothèses : classe du boulon 8.8 ; $f_y = 640 \text{ N/mm}^2$ et $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$; $\alpha = 0.6$ et $\gamma_{M_2} = 1.25$

$$F_v, Rd = \frac{\alpha \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M_2}} \geq H_1 \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M_2} \cdot H_1}{\alpha \cdot f_{ub}}$$

$$A \geq \frac{1.25 \cdot 224.44 \cdot 1000}{0.6 \cdot 800}$$

$$A \geq 847.58 \text{ mm}^2$$

Le diamètre des boulons est déterminé en fonction de : $t = \min [t_f(\text{HEA160}) ; t_f(\text{IPE200})]$

$$t = \min (9 \text{ mm} ; 8.5 \text{ mm})$$

$$t = 8.5 \text{ mm} \in [5 ; 10] \Rightarrow d_{\text{boulon}} = 16 \text{ et } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Le nombre de boulons sera : } n \geq \frac{A}{157}$$

$$n \geq 5.39$$

Choix : 06 boulons de 16 mm

- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha * f_{ub} * 6A}{\gamma M_2} \geq 242.70KN$$

$F_{v,Rd} = 361.78KN > 242.70KN$; Condition vérifiée.

- Vérification des conditions de pinces

- e_1 et $e_2 \geq 1.2d_0$ avec $d_0 = d + 2mm$ pour $d \leq 27mm \Rightarrow d_0 = 16 + 2 = 18mm$

Choix : $e_1 = 50mm$ et $e_2 = 45mm$

- $\begin{cases} \min(14t; 200mm) \geq p1 \geq 2.2d_0 \\ \min(14t; 200mm) \geq p2 \geq 2.4d_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(14 * 8.5mm; 200mm) \geq p1 \geq 2.2 * 18 \\ \min(14 * 8.5mm; 200mm) \geq p2 \geq 2.4 * 18 \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} 119mm \geq p1 \geq 39.6mm \\ 119mm \geq p2 \geq 43.2mm \end{cases}$ Choix : $p1 = 100mm$ et $p2 = 70mm$

4.1.2.2 Pour le tunnel

Le calcul du portique donne :

$M_A = 18.8kN.m = 1880daN.m$; $H_A = 1.02kN = 102daN$

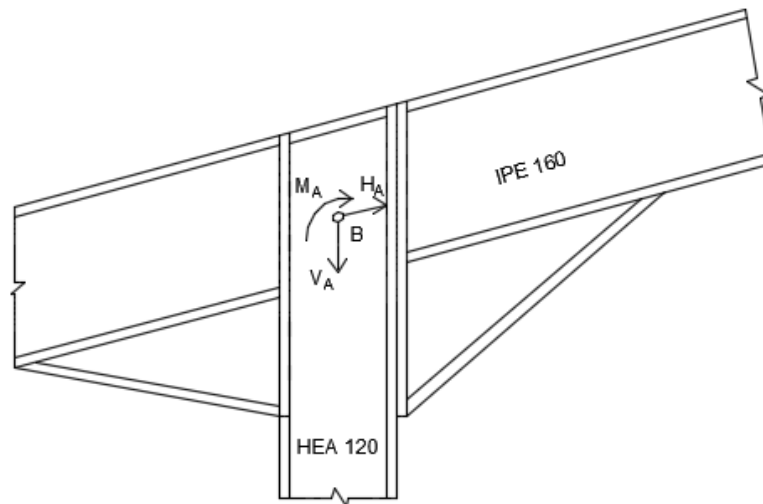


Figure 24: Liaison poteau-traverse du portique du tunnel

Le calcul du moment par rapport au point B donne :

$M_B = M_A + H_A * d$ où $d = \frac{h(IPE200)}{2 * \cos \alpha}$ avec α , l'angle que forme la traverse avec le poteau soit 5° .

$d = \frac{h(IPE160)}{2 * \cos \alpha} = 80.31mm \Rightarrow M_B = 1888.16daN.m$

a. Détermination de l'effort de cisaillement

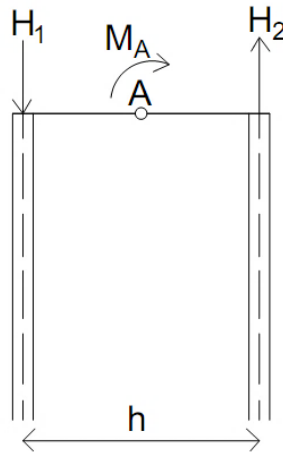


Figure 25: Représentation des sollicitations

$$\sum M^F/A = 0 \Rightarrow M_B - h \cdot H_1 = 0 \text{ donc } H_1 = H_2 = M_B/h \text{ avec}$$

$$h = h(\text{HEA120}) - t_f(\text{HEA120}) = 106 \text{ mm}$$

$$H_1 = H_2 = 17.81 \text{ kN}$$

b. Dimensionnement des boulons

Hypothèses : classe du boulon 8.8 ; $f_y = 640 \text{ N/mm}^2$ et $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$; $\alpha = 0.6$ et $\gamma_{M_2} = 1.25$

$$F_v, Rd = \frac{\alpha \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M_2}} \geq H_1 \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M_2} \cdot H_1}{\alpha \cdot f_{ub}}$$

$$A \geq \frac{1.25 \cdot 195.85 \cdot 1000}{0.6 \cdot 800}$$

$$A \geq 510.02 \text{ mm}^2$$

Le diamètre des boulons est déterminé en fonction de : $t = \min [t_f(\text{HEA120}) ; t_f(\text{IPE160})]$

$$t = \min (8 \text{ mm}; 7.4 \text{ mm})$$

$$t = 7.4 \text{ mm} \in [5; 10] \Rightarrow d \text{ boulon} = 16 \text{ et } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Le nombre de boulons sera : } n \geq \frac{A}{157}$$

$$n \geq 3.25$$

Choix : 04 boulons de 16 mm

c. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha * f_{ub} * 4A}{\gamma M_2} \geq 195.85KN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 * 800 * 4 * 157}{1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 241.15KN > 195.85KN ; \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification des conditions de pinces

$$- e_1 \text{ et } e_2 \geq 1.2d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2mm \text{ pour } d \leq 27mm \Rightarrow d_0 = 16 + 2 = 18mm$$

Choix : $e_1 = 50mm$ et $e_2 = 20mm$

$$- \begin{cases} \min(14t; 200mm) \geq p1 \geq 2.2d_0 \\ \min(14t; 200mm) \geq p2 \geq 2.4d_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(14 * 7.4mm; 200mm) \geq p1 \geq 2.2 * 18 \\ \min(14 * 7.4mm; 200mm) \geq p2 \geq 2.4 * 18 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 103.6mm \geq p1 \geq 39.6mm \\ 103.6mm \geq p2 \geq 43.2mm \end{cases} \text{ Choix : } p1 = 60mm \text{ et } p2 = 70mm$$

4.1.3 Liaison poteau en pignon-traverse

L'effort de cisaillement $V = 810daN$

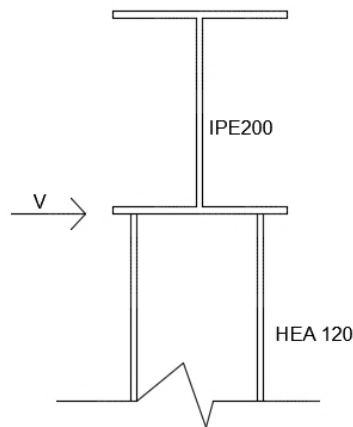


Figure 26: Liaison poteau en pignon-traverse

a) Dimensionnement des boulons

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha * f_{ub} * A}{\gamma M_2} \geq V \Rightarrow A \geq \frac{\gamma M_2 * V}{\alpha * f_{ub}}$$

En faisant l'hypothèse des boulons de classe 4.6, $f_{yb} = 240N/mm^2$ et $f_{ub} = 400N/mm^2$; $\alpha = 0.6$ et $\gamma M_2 = 1.25$

$$A \geq \frac{\gamma M_2 * V}{\alpha * f_{ub}}$$

$$A \geq 421.87 \text{ mm}^2$$

$$t=7.4 \text{ mm} \in [5; 10] \Rightarrow d \text{ boulon} = 16 \text{ et } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Le nombre de boulons sera : } n \geq \frac{A}{157}$$

$$n \geq 2.68 ; \text{ Choix : 04 boulons de 16mm.}$$

b) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha * f_{ub} * 4A}{\gamma M_2} \geq 810 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 * 400 * 4 * 157}{1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 12057.6 \text{ daN} > 810 \text{ daN} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification des conditions de pinces

$$- e_1 \text{ et } e_2 \geq 1.2d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2 \text{ mm pour } d \leq 27 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$\text{Choix : } e_1 = 50 \text{ mm et } e_2 = 22 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \min(14t; 200 \text{ mm}) \geq p_1 \geq 2.2d_0 \\ \min(14t; 200 \text{ mm}) \geq p_2 \geq 2.4d_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(14 * 7.4 \text{ mm}; 200 \text{ mm}) \geq p_1 \geq 2.2 * 18 \\ \min(14 * 7.4 \text{ mm}; 200 \text{ mm}) \geq p_2 \geq 2.4 * 18 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 103.6 \text{ mm} \geq p_1 \geq 39.6 \text{ mm} \\ 103.6 \text{ mm} \geq p_2 \geq 43.2 \text{ mm} \end{cases} \text{ Choix : } p_1 = 60 \text{ mm et } p_2 = 70 \text{ mm}$$

4.1.4 Liaison traverse-traverse

4.1.4.1 Pour la charpente

a) Détermination de l'effort de cisaillement

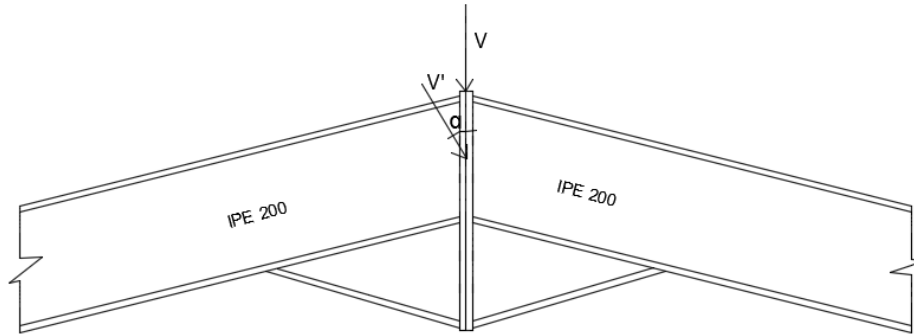


Figure 27: Liaison traverse-traverse du portique principal

L'effort de cisaillement $V = V' \cos \alpha$

$$V = 115.12 \text{ daN}$$

b) Dimensionnement des boulons

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha * f_{ub} * A}{\gamma_{M_2}} \geq V \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M_2} * V}{\alpha * f_{ub}}$$

En faisant l'hypothèse des boulons de classe 4.6, $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$ et $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$; $\alpha = 0.6$ et $\gamma_{M_2} = 1.25$

$$A \geq 618,23 \text{ mm}^2$$

$$t = 8.5 \text{ mm} \in [5; 10] \Rightarrow d \text{ boulon} = 16 \text{ et } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Le nombre de boulons sera : } n \geq \frac{A}{157}$$

$$n \geq 3.82 ; \text{ Choix : 06 boulons de 16mm}$$

c) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha * f_{ub} * 4A}{\gamma_{M_2}} \geq 115.12 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 * 400 * 4 * 157}{1.25}$$

$F_v, R_d = 12057.6 \text{ daN} > 115.12 \text{ daN}$; condition vérifiée.

d) Vérification des conditions de pinces

$$e_1 \text{ et } e_2 \geq 1.2d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2 \text{ mm pour } d \leq 27 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

Choix : $e_1 = 50 \text{ mm}$ et $e_2 = 45 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \min(14t; 200 \text{ mm}) \geq p_1 \geq 2.2d_0 \\ \min(14t; 200 \text{ mm}) \geq p_2 \geq 2.4d_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(14 * 8.5 \text{ mm}; 200 \text{ mm}) \geq p_1 \geq 2.2 * 18 \\ \min(14 * 8.5 \text{ mm}; 200 \text{ mm}) \geq p_2 \geq 2.4 * 18 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 119 \text{ mm} \geq p_1 \geq 39.6 \text{ mm} \\ 119 \text{ mm} \geq p_2 \geq 43.2 \text{ mm} \end{cases} \text{ Choix : } p_1 = 100 \text{ mm et } p_2 = 70 \text{ mm}$$

4.1.4.2 Pour le tunnel

a. Détermination de l'effort de cisaillement

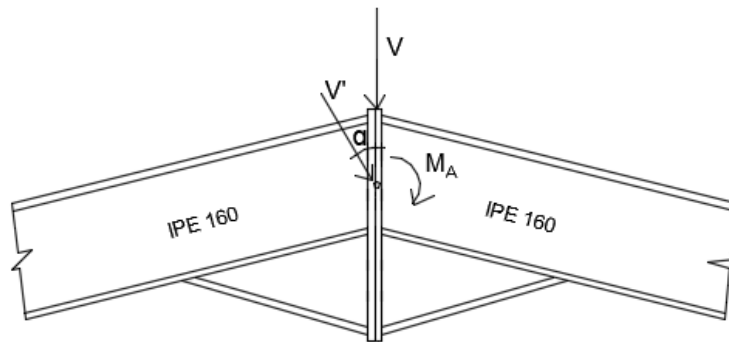


Figure 28: Liaison traverse-traverse du tunnel

L'effort de cisaillement $V = V' \cos \alpha = 821 \text{ daN}$

b. Dimensionnement des boulons

$$F_v, R_d = \frac{\alpha * f_{ub} * A}{\gamma_{M_2}} \geq V \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M_2} * V}{\alpha * f_{ub}}$$

Hypothèses : boulons de classe 4.6, $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$ et $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$; $\alpha = 0.6$ et $\gamma_{M_2} = 1.25$

$$A \geq 425.98 \text{ mm}^2$$

$$t = 8.5 \text{ mm} \in [5; 10] \Rightarrow d_{\text{boulon}} = 16 \text{ et } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Le nombre de boulons sera : } n \geq \frac{A}{157}$$

$$n \geq 2.71 ; \text{ Choix : 04 boulons de 16 mm}$$

c. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha * f_{ub} * 4A}{\gamma M_2} \geq 821 daN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 * 400 * 4 * 157}{1.25}$$

$F_{v,Rd}=12057.6 daN > 821 daN$; Condition vérifiée.

d. Vérification des conditions de pinces

- e_1 et $e_2 \geq 1.2d_0$ avec $d_0=d+2mm$ pour $d \leq 27mm \Rightarrow d_0 = 16 + 2 = 18mm$

Choix : $e_1= 50mm$ et $e_2=20mm$

$$\begin{aligned} - \begin{cases} \min(14t; 200mm) \geq p_1 \geq 2.2d_0 \\ \min(14t; 200mm) \geq p_2 \geq 2.4d_0 \end{cases} &\Rightarrow \begin{cases} \min(14 * 7.4mm; 200mm) \geq p_1 \geq 2.2 * 18 \\ \min(14 * 7.4mm; 200mm) \geq p_2 \geq 2.4 * 18 \end{cases} \\ &\Rightarrow \begin{cases} 103.6mm \geq p_1 \geq 39.6mm \\ 103.6mm \geq p_2 \geq 43.2mm \end{cases} \text{ Choix : } p_1=60mm \text{ et } p_2=70mm \end{aligned}$$

4.1.5 Calcul du pied de poteau

Les pieds de poteau doivent comporter des plaques d'assises en acier appropriées, de manière à transmettre les efforts de compression du poteau à la fondation.

a. Calcul de la résistance de contact de la liaison f_j

Elle a pour expression : $f_j = \beta_j * k_j * f_{cd}$ (ENV 1992, annexe L3) avec :

- $\beta_j = 0.66$: coefficient de liaison ;
- $k_j = 1$: facteur de concentration ;
- f_{cd} : valeur de la résistance en compression du béton ; $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$$f_j = 11.11 Mpa$$

b. Dimensionnement de la plaque d'assise

- Détermination de l'épaisseur de la plaque

L'épaisseur de la plaque doit être au moins égale à l'épaisseur du poteau.

$$e_{poteau} = 9mm \Rightarrow e_{plaque} \geq 9mm ; \text{ Choix : } e_{plaque} = 10mm$$

- Calcul de la section de la plaque

Notons A, la longueur de la platine et B, sa largeur. A est parallèle à la plus grande dimension du poteau (h du HEA 160) et B est parallèle au plus petit côté du poteau (b du HEA 160).

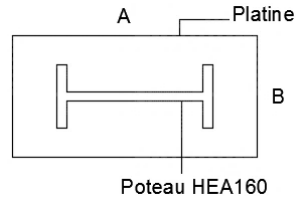


Figure 29: Vue en plan d'une platine

$A = [h - 2(C + tf)] + 2(2C + tf)$ et $B = (4C + 3t_w)$ où C désigne la largeur supplémentaire de la plaque d'assise.

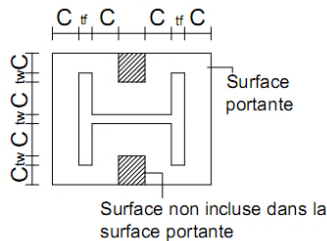


Figure 30: Vue de la largeur supplémentaire

$$C = t \cdot \sqrt{\left[\frac{fy}{(3fj \cdot \gamma M_0)} \right]}$$
 avec t, l'épaisseur de la platine.

$$C = 26.55 \text{ mm}$$

$$A = 204.1 \text{ mm}$$

$$B = (4C + 3t_w) = 124.2 \text{ mm}$$

- c. Vérification de la résistance de la plaque d'assise

La pression exercée sur la plaque ne doit pas dépasser la résistance de contact de la liaison. Cette pression s'écrit : $P = N / \text{Surface portante de la plaque}$.

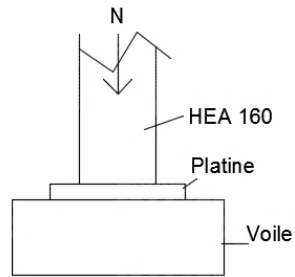


Figure 28: Effort exercé sur la platine

$N = N_{ed} + \text{poids propre du poteau} = 3560.4 \text{ daN}$

La surface portante est : $S_p = (A * B) - \left[\left(\frac{B}{2} \right) - \left(\frac{t_w}{2} \right) - C \right] * [A - (2C + 2tf) * 2]$

$S_p = 2647.98 \text{ mm}^2$

$P = 0.135 \text{ daN/mm}^2$ soit 1.35 N/mm^2 et f_j , la résistance de contact vaut 11.11 N/mm^2

$P < f_j$; condition vérifiée.

Nous adoptons une platine de $300 * 300 * 10$ pour des raisons constructives.

d. Calcul des tiges d'ancrage

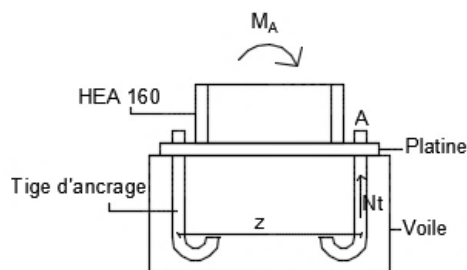


Figure 31: Vue des efforts agissant sur les tiges d'ancrage

Le moment maximal sur le poteau est 4177 daN.m et l'effort normal vaut 3750 daN .

$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_A + M_u - N * z/2 = 0 \Rightarrow M_A = -M_u + N * z/2$ avec $z = (1 - 0.4 * \alpha) * d$ et

$d = b - 0.05 \text{ m}$; b désigne l'épaisseur du voile.

Rappelons que les voiles n'ont pas les mêmes épaisseurs (45cm et 60cm) alors, nous ferons le calcul en considérant le voile le plus défavorable.

$d = 0.60 - 0.05 = 0.55 \text{ m} = 550 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{cd} * b * d^2} \text{ avec } f_{cd}=16.67\text{Mpa} \Rightarrow \mu = 0.035$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$$

$$\alpha = 0.04$$

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

$$Z = 0.54m$$

$$M_A = -M_u + N * z/2$$

$$M_A = 3614 \text{ daN.m}$$

e. Calcul de la section de la tige d'ancrage

$$\sigma = \frac{N_t}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \Rightarrow A \geq \frac{N_t * \gamma_M}{f_y} \text{ avec } N_t, \text{ l'effort dans la tige ; } N_t = M_A/z = 9035 \text{ daN}$$

$$A \geq 259.76 \text{ mm}^2 \text{ soit } 2.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq 1.82 \text{ cm.}$$

Choix : nous considérons une barre haute adhérence (feE400) de diamètre 2cm pour les tiges d'ancrage.

f. Calcul de la longueur d'ancrage

D'après l'ENV 1992 1-1, elle vaut : $L_b \geq 33\phi \Rightarrow L_b \geq 66 \text{ cm}$ Choix : $L_b = 70 \text{ cm}$

V. DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME

5.1 Dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé utilisés dans ce projet pour supporter la charpente métallique et servir de clôture pour le local. Du fait de la radiation qu'émet le scanner, le fabricant a requis les dimensions suivantes pour les voiles :

- Voile de gauche (par rapport à l'entrée du local) : épaisseur=60cm et hauteur=6m ;
- Voile de droite (par rapport à l'entrée du local) : épaisseur=45cm et hauteur=4,50m ;

Ces dimensions permettront de neutraliser l'effet des rayons X au-delà du local, ainsi notre dimensionnement se fera sur la base de ces caractéristiques. Ce dimensionnement sera fait sur une largeur de 1,00ml en considérant le voile de plus grandes dimensions (ep=60cm et h=6m).

5.1.1 Evaluation des charges

En plus de son poids propre, le voile supportera le poids de la charpente et sera soumis à la force du vent.

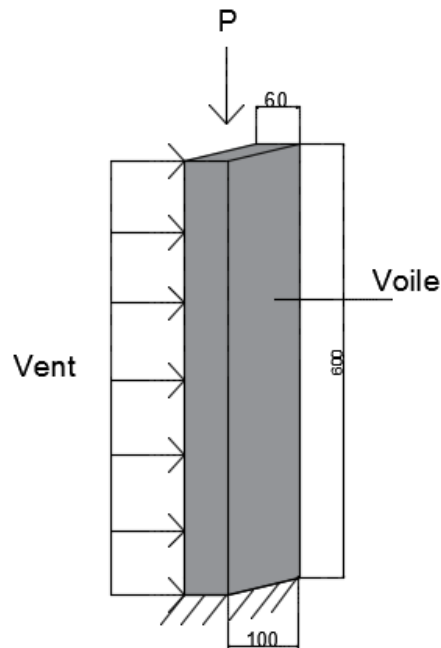


Figure 32: Représentation des sollicitations du voile sur 1ml

❖ Charges permanentes :

- Poids propre du voile $P1=25*1.00*h*e$

$$P1=25*1.00*6*0.6=90\text{kN}$$

✓ Poids propre de la charpente

- Toiture : $3.3 \text{ daN/m}^2 = 0.033 \text{ kN/m}^2$

$$P2 = 0.033 * 1.00 * 0.6 = 0.0198 \text{ kN}$$

- Panne : $10.4 \text{ daN/m}^2 = 0.104 \text{ kN/m}^2$

$$P3 = 0.104 * 1.00 * 0.6 = 0.0624 \text{ kN}$$

- Traverse : $22.4 \text{ daN/m}^2 = 0.224 \text{ kN/m}^2$

$$P4 = 0.224 * 1.00 * 0.6 = 0.1344 \text{ kN}$$

- Poteau : $30.4 \text{ daN/m}^2 = 0.304 \text{ kN/m}^2$

$$P5 = 0.304 * 1.00 * 0.6 = 0.1824 \text{ kN}$$

- Lisse : $8.10 \text{ daN/m}^2 = 0.081 \text{ kN/m}^2$

$$P6 = 0.0801 * 1.00 * 0.6 = 0.048 \text{ kN}$$

- Bardage : $3.3 \text{ daN/m}^2 = 0.033 \text{ kN/m}^2$

$$P7 = 0.033 * 1.00 * 0.6 = 0.0198 \text{ kN}$$

$$P = \sum_{i=1}^7 P_i = 90.47 \text{ kN}$$

❖ Charges d'exploitation : 1 kN/m^2

$$Q = 1 * 1.00 * 0.6 = 0.6 \text{ kN}$$

❖ Charges du vent : 2.63 kN/m^2

$$V = 2.63 * 1.00 * 0.6 = 1.58 \text{ kN}$$

Combinaison des charges :

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$N1 = 1.35P + 1.5Q + V = 124.92 \text{ kN}$$

$$N2 = 1.35P + Q + 1.5V = 125.47 \text{ kN}$$

La combinaison la plus défavorable est N2, nous la considérerons pour la suite du calcul.

a. Calcul du moment

En considérant que les voiles sont encastres dans le radier de fondation, le moment créé par les efforts verticaux sont nuls puisque leur point d'application est perpendiculaire au radier (considéré comme le niveau zéro donc le bras de levier est confondu avec l'axe du voile). Seule la force du vent admet un moment non nul qui est : $M = V \cdot h^2 / 2$

$$AN : M = 2.63 \cdot 6^2 / 2 ; M = 47.34 \text{ kN.m}$$

$$L'excentricité e sera : e = M/N = 47.34 / 125.47 \Rightarrow e = 0.37$$

b. Calcul du moment résistant du béton M_{RB}

Le moment résistant du béton a pour expression $M_{RB} = \frac{1}{2} b_0 \cdot y_{RB} \cdot \overline{\delta}_{bc} \cdot (d - \frac{y_{RB}}{3})$ où,

$$Y_{RB} = \frac{d \cdot \overline{\delta}_{bc}}{\frac{\overline{\delta}_s}{15} + \overline{\delta}_{bc}} \text{ avec } \overline{\delta}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa et } d = 0.9 \cdot e = 0.54 \text{ m}$$

$$\overline{\delta}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0.5 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 ; \max(0.5 \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1}) \right\}$$

$$\overline{\delta}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$Y_{RB} = 0.28 \text{ m}$$

$$M_{RB} = 938.01 \text{ kN.m}$$

$M_{RB} > M \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

5.1.2 Calcul des armatures

- Armatures verticales

$Av \geq \frac{1.3}{f_e} (Nu - \frac{Br \cdot f_{bu}}{0.9})$ (Jean PERCHAT Règles BAEL, Ouvrages particuliers, Techniques de l'ingénieur, Traités constructions).

$$Br = d(a - 0.02) \text{ soit } 0.58 \text{ m}^2$$

$$Av \geq 4.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{min} \geq 3.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{min} < A_u$; Condition vérifiée.

Choix : 4HA12/ml esp=20cm $A=4.52 \text{ cm}^2$

- Armatures horizontales

$$A_h \geq 0.25 \cdot A_v$$

$$A_h \geq 0.25 \cdot 9.24$$

$$A_h \geq 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5HA8/ml esp=25cm $A_h=2.51 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la stabilité du voile au renversement**

Pour que le voile soit stable, il faut que :

$$\sum \text{Forces verticales} \geq \sum \text{Forces horizontales}$$

$$\sum \text{Forces horizontales} = \text{Force du vent} = 1.58 \text{ kN}$$

$$\sum \text{Forces verticales} = \text{Charges permanentes} = 90.47 \text{ kN}$$

$\Rightarrow 90.47 \text{ kN} > 1.58 \text{ kN}$; le voile est vérifié au renversement.

5.2 Dimensionnement du radier

L'ouvrage sera fondé sur un radier généralisé afin de permettre l'installation du scanner et servir de plate-forme pour la circulation des véhicules qui seront scannés.

5.2.1 Prédimensionnement

$e \geq \frac{l}{18} + 0.125$ avec l , la largeur du radier ; (Tamboura Issoufou, Cours de Pont et Ouvrages d'Art 2ie, 2015)

$$e \geq 34.17 \text{ cm}$$

Choix : $e = 35 \text{ cm}$

5.2.2 Evaluation des charges

Outre son poids propre, le radier supportera le poids total de l'ouvrage ainsi que le poids des véhicules poids lourds. Rappelons que la notion de véhicules poids lourds fait référence à tous les véhicules dont le poids total autorisé en charge (PTAC) est supérieur ou égal à 3.5tonnes. Le cas le plus défavorable est celui d'un véhicule destiné au transport des marchandises ayant au moins 4 essieux et dont le PTAC est de 32tonnes. (Code de la route Français, 2015).

Le calcul sera fait sur une bande de 1ml.

$$g_1 = \text{poids propre du radier} = 25 * 1.00 * 0.35 = 8.75 \text{KN/m}$$

$$g_2 = \text{poids propre du voile} = 25 * 1.00 * 0.6 = 15 \text{KN/m}$$

$$g_3 = \text{poids propre de la charpente} = 0.12 * 1.00 = 0.12 \text{KN/m}$$

$$g = \sum_{i=1}^3 g_i = 23.87 \text{KN/m}$$

$q = \frac{PTAC}{S}$ avec S, la surface d'influence du véhicule (L=16.5m et l=2.55m d'après la Législation Française).

$$q = \frac{0.76t}{m^2} \text{ soit } 7.6 \text{KN/m}^2$$

Combinaison d'action

$$M_u = 1.35M_g + 1.6M_q$$

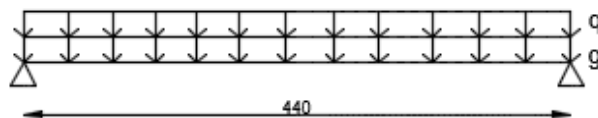


Figure 33: Représentation statique des charges sur le radier

$$M_g = \frac{g * l^2}{8} \text{ et } M_q = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_g = 47.74 \text{KN.m et } M_q = 15.2 \text{KN.m}$$

$$M_u = 87.25 \text{KN.m}$$

Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \delta_{bc}} \text{ avec } d = 0.9 * e = 0.9 * 0.35; d = 0.31 \text{m et } b = 1.00 \text{ml}$$

$$\mu = 0.04$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu)})$$

$$\alpha = 0.05$$

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

$$Z = 0.30m$$

$$Au = \frac{Mu}{Z * \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = f_{e}/\gamma_s = 348Mpa$$

$$Au = 6.04cm^2/ml$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 3.74cm^2/ml$$

$Au > A_{min}$; Condition vérifiée.

Choix : Quadrillage 6HA12/ml par nappe ($A=6.19cm^2$).

VI. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Dans le contexte actuel où le développement durable constitue le pivot de tous les programmes de gouvernance des Etats, il ne serait pas judicieux d'étudier un projet sans tenir compte du volet environnemental qui constitue une dimension essentielle de ce développement durable.

Loin de faire une étude détaillée de l'aspect environnemental, nous voulons mettre en exergue, les conséquences de ce projet sur son environnement et proposer des mesures d'atténuations quant aux effets négatifs.

Comme impacts positifs, nous pouvons citer :

- La création d'emploi ;
- La rapidité de l'inspection accélérant le dédouanement ;
- Le non déballage-remballage des marchandises ...

Les impacts négatifs et leurs mesures d'atténuations sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 15: Impacts négatifs et mesures d'atténuation

Impacts négatifs	Mesures d'atténuation
Accident sur le site du projet (pendant la phase de construction et d'exploitation du projet)	Port obligatoire des équipements de sécurité (pour le personnel de chantier) et respect strict des mesures de sécurité routière dans la zone du projet
Pollution du sol (pendant la phase d'exploitation du projet)	Assurer régulièrement l'entretien des véhicules afin de réduire le taux des fuites de lubrifiants et carburants.
Exposition aux rayons X du personnel travaillant sur le site (pendant la phase d'exploitation du projet)	Assurer une formation adéquate du personnel assurant le service sur le site du projet et faire respecter les consignes de protection
Congestion des voies d'accès à la zone du projet	Eviter de faire circuler les véhicules poids lourds aux heures de pointe

VII. PLANNING D'EXECUTION ET DEVIS ESTIMATIF DU PROJET

7.1 Planning d'exécution

Le planning est un calendrier de travail qui permet de prévoir l'exécution des différentes phases du projet en fonction des ressources qui leurs sont affectées. Pour la réalisation de ce local scanner, le planning d'exécution est récapitulé comme suit :

Tableau 16: Récapitulatif du planning d'exécution

Tâches	Durées
Préparation du site et Terrassement	06 jours
Béton armé-maçonnerie	18 jours
Structure métallique	34 jours

Les différentes tâches ne s'empîètent pas. Globalement, nous estimons la durée d'exécution du projet à 02 mois.

7.2 Devis estimatif

Il s'agit d'estimer le coût d'exécution global du projet sur la base d'un bordereau de prix unitaires.

Nous estimons pour ce projet, un coût d'exécution de soixante-quatorze millions cent soixante-douze mille neuf cent vingt-quatre (74 172 924) francs CFA toutes taxes comprises répartis comme suit :

Tableau 17: Récapitulatif du coût du projet

N°	Désignation	Coût (francs CFA)
01	PREPARATION DU SITE	863.760
02	MACONNERIE ET BETON ARME	45.686.660
03	CHARPENTE METALLIQUE	15.807.990
04	ELECTRICITE ET PLOMBERIE	500.000
TOTAL TTC		74.172.924

Les détails sont en annexe du document.

CONCLUSION

Au terme de notre étude qui a porté sur le dimensionnement d'un local scanner, il ressort les résultats suivants :

- Pannes en IPE 120 ;
- Poteaux en HEA 160 et HEA 120 ;
- Traverses en IPE 200 et IPE 160 ;
- Lisses de bardage en IPE 100 ;
- Contreventements en cornière L20*20*3 ;
- Voile 4HA12 en armatures principales et 5HA8 en armatures de répartition ;
- Radier 6HA12/ml.

Ce mémoire nous a permis de nous familiariser avec les normes de calcul notamment les Eurocodes mais aussi, d'être mieux outiller dans le domaine de la construction métallique. Pour mieux assurer la pérennité des profilés dimensionnés, nous recommandons l'application des peintures anticorrosion.

BIBLIOGRAPHIE

Eurocode ENV 1991-1

Eurocode ENV 1991-1-4

Eurocode ENV 1992-1-1

Eurocode ENV 1993-1-1

Dr Adamah MESSAN, « Cours de Construction Métallique 2iE 2012-2013 ».

Henry Thonier, « Conception et Calcul des structures de bâtiments, Tome 3 », Département Edition de l'Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées 1995, 510 pages.

Jean MOREL, « Calcul de structures métalliques selon l'Eurocode 3 », Edition EYROLLES 1994, 329 pages.

Jean PERCHAT, « Règles BAEL : Ouvrages particuliers, Techniques de l'ingénieurs, Traité construction ».

Lahlou DAHMANI, « Cours de Calcul des éléments résistants d'une construction métallique » 218 pages.

Législation française « Code de la route-poids et dimensions» 2015, 425pages.

NASSA Daniel, « Cours de Construction Métallique 2iE, 2013-2014 ».

ANNEXES