



**ETUDE TECHNIQUE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE : CAS DU HANGAR
(ESPACE LOGISTIQUE) DE LA GARDE REPLUBICAINE DE COTONOU AU BENIN**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER

SPECIALITE Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le 26 Janvier 2023 par

Malvina ZOHOU (20200608)

Encadrant 2iE : Pr Adamah MESSAN, Chef du laboratoire Eco Matériaux et Habitats Durables
(LEMHaD), Institut 2iE

Maître de stage : Prosper ZHOOUNGBOGBO, Ingénieur Structure, ACS

Structure d'accueil du stage : L'Acier Conseils et Services (ACS)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr Abdou LAWANE GANA

Membres : M. Moussa CHAIBOU

M. Djidoula TAKO

[PROMOTION 2022-2023]



Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

Institut 2iE - Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO – IFU 00007748B

Tél. : (+226) 25.49.28.00 - Fax : (+226) 25.49.28.01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - www.2ie-edu.org

Je dédie ce travail

*A ma famille qui m'a soutenu et accompagné durant
toutes ces années d'études. Qu'elle trouve ici le
témoignage de ma profonde reconnaissance.*

MALVINA D.G ZOHOU

REMERCIEMENTS

Nos remerciements vont à l'endroit de :

- **Prof. Adamah MESSAN**, mon encadreur, pour ses précieux conseils ;
- Tout le **personnel de ACS** qui m'a accueilli et accompagné tout au long de mon stage ;
- Mr **Prosper ZOHOUNGBOGBO**, Directeur Général de la structure ACS, qui m'a permis d'effectuer le stage au sein de son entreprise et qui m'a suivi et accompagné durant cette période ;
- Tout le staff du corps professoral et administratif de la fondation 2IE ;
- **Ma famille** pour son soutien permanent.

La construction métallique est un domaine du génie civil qui s'intéresse à la réalisation d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier. La plupart des structures avec de grandes portées devant servir de bâtiment industriel ou espace logistique sont réalisés en acier. La réalisation de ces différents bâtiments, nécessite une connaissance approfondie du domaine de la construction métallique. C'est dans cette optique que le présent travail s'intéresse à l'étude technique de la structure métallique du hangar servant d'espace logistique à la garde républicaine de Cotonou. Grâce à une méthodologie bien précise qui consiste dans un premier temps à exploiter les plans architecturaux dans **ARCHICAD 24**, suivis de la collecte des données, nous avons pu effectuer l'étude de ce hangar conformément aux différents règlements tels que l'**EUROCODE 3** pour les ouvrages métalliques et l'**EUROCODE 2** pour les ouvrages en BA. Entièrement réalisée dans **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015**, les grands résultats obtenus sont :

- L'identification des différentes sections des profilés nécessaires pour assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- La détermination des différents types d'assemblages et leur dimensionnement ;
- Les sections de béton ou d'armatures nécessaires pour les ouvrages en béton armé ;
- Le coût du projet.

Il est à préciser également que l'étude entière de la structure a été faite en tenant compte de toutes les charges que reçoit le bâtiment y compris les charges du vent obtenues grâce aux **Règles du NV65**. L'ensemble des notes de calcul nous ayant permis d'obtenir les informations nécessaires pour la réalisation des plans d'exécution seront présentées dans les annexes.

Mots clés : Charpente, Construction métallique, Robot Structural Analysis, Eurocode.

Metal construction is a field of civil engineering which is concerned with the production of metal and more particularly steel structures. Most structures with large spans to serve as an industrial building or logistics space are made of steel. The construction of these different buildings requires in-depth knowledge of the field of metal construction. It is in this perspective that the present work focuses on the technical study of the metal structure of the hangar serving as a logistics space for the Republican Guard of Cotonou. Thanks to a very precise methodology which consists initially in exploiting the architectural plans, followed by the collection of data, we were able to carry out the study of this hangar in accordance with the various regulations such as **EUROCODE 3** for metal structures and **EUROCODE 2** for reinforced concrete structures. Entirely carried out in **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015**, the main results obtained are:

- Identification of the different sections of the profiles necessary to ensure the stability of the structure;
- The determination of the different types of assemblies and their sizing;
- Sections of concrete or reinforcement required for reinforced concrete structures;
- The cost of the project.

It should also be noted that the entire study of the structure was made taking into account all the loads that the building receives, including the wind loads obtained thanks to the **NV65 Rules**. All the calculation notes that enabled us to obtain the information necessary for the production of the execution plans will be presented in the appendices.

Keywords: Framework, Steel construction, Robot Structural Analysis, Eurocode.

SOMMAIRE

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
SOMMAIRE	v
ABREVIATIONS ET SIGLES	vii
LISTE DES FIGURES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX	xii
INTRODUCTION GENERALE	1
OBJECTIFS DE L'ETUDE ET RESULTATS ATTENDUS.....	2
Chapitre I. PRESENTATION DU CADRE DU PROJET.....	4
Chapitre II. GENERALITES SUR LES CONSTRUCTIONS EN CHARPENTE METALLIQUE.....	10
Chapitre III. CONCEPTION DU MODELE DE LA STRUCTURE	16
Chapitre IV. DETERMINATION DES CHARGES AGISSANTES SUR LA STRUCTURE	20
Chapitre V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX DE LA CHARPENTE	28
Chapitre VI. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES EN FONDATION	64
Chapitre VII. EVALUATION DU COÛT DU PROJET	70
CONCLUSION.....	71
BIBLIOGRAPHIE.....	72

ANNEXES	74
TABLE DES MATIERES	76

ABREVIATIONS ET SIGLES

BAEL : Béton armé aux Etats Limites

BA : Béton armé

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

E : Module d'élasticité longitudinal

f_u : Résistance ultime

f_y : Limite d'élasticité

f_{bu} : Résistance de calcul en compression du béton

f_{c28} : Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours

f_{ub} : Résistance ultime d'un boulon f

y_b : Limite d'élasticité d'un boulon

G : Module de Cisaillement

M : Moment fléchissant

N : Effort axial de traction ou de compression

N_u : Effort normal ultime

R_d : Résistance de calcul du matériau

S_d : Valeur de calcul d'une sollicitation à l'état limite considéré

ν : Coefficient de poisson

$M_{y,pl}$: Moment plastique

MRd : Moment résistant

tf : Épaisseur d'une semelle de poutre

tw : Épaisseur d'une âme de poutre

Wel : Module de résistance élastique

Wpl : Module de résistance plastique

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de la structure d'accueil.....	4
Figure 2: Situation géographique de la structure d'accueil	5
Figure 3: Vue en plan du hangar.....	7
Figure 4: Vue en perspective du hangar	8
Figure 6: Présentation du modèle de la structure réalisé dans robot.....	16
Figure 7: Portique de la structure.....	17
Figure 8: Disposition des pannes sur les portiques.....	18
Figure 9: Contreventement supérieur	18
Figure 10: Organigramme du processus de l'étude du vent	21
Figure 11: Abaque permettant la détermination de γ_0	23
Figure 12: Abaque du coefficient de réduction	26
Figure 13: Schéma Statique de la panne.....	29
Figure 14: Exemple de liaison panne traverse	29
Figure 15: Répartition de la charge d'entretien sur la panne	31
Figure 16: Répartition de la charge permanente sur la panne	31
Figure 17: Décomposition des charges suivant les axes	32
Figure 18: Diagramme du moment fléchissant M_y sous la combinaison ELU.....	32
Figure 19: Diagramme du moment fléchissant M_z sous la combinaison ELU	33
Figure 20: Diagramme du moment fléchissant M_z sous la combinaison ELS.....	33

Figure 21: Diagramme du moment fléchissant M_y sous la combinaison ELS	33
Figure 22: Déformée de la panne IPE 140 sous la combinaison ELS	34
Figure 23: Déformée de la panne IPE 180 sous la combinaison ELS	35
Figure 24: Diagramme de l'effort tranchant	36
Figure 25: Diagramme du moment fléchissant M_z autour de l'axe z-z sous la combinaison ELU	43
Figure 26: Déformée de la lisse UAP150 sous la combinaison ELS	43
Figure 27: Déformée de la lisse UAP200 sous la combinaison ELS	44
Figure 28: Diagramme du moment fléchissant M_z autour de l'axe z-z sous la combinaison ELU	45
Figure 29: Déformée de la lisse HEA200 sous la combinaison ELS.....	46
Figure 30: Géométrie détaillée du portique le plus chargé	48
Figure 31: Diagramme du moment fléchissant suivant l'axe y sur le portique à l'ELU .. Erreur ! Signet non défini.	
Figure 32: Diagramme du moment fléchissant suivant l'axe y sur le portique à l'ELS ... Erreur ! Signet non défini.	
Figure 33: Diagramme de la déformée de la traverse	52
Figure 34: Assemblage sollicité au cisaillement.....	53
Figure 35: Assemblage sollicité au cisaillement et à la traction.....	53
Figure 36: Assemblage poteau-traverse	56
Figure 37: Schéma de l'assemblage traverse-poteau	58
Figure 38: Assemblage pied de poteau.....	58

Figure 39: Dimensions de le la platine.....	60
Figure 40: Schéma pied de poteau encastré.....	61
Figure 41: Assemblage Traverses poteau central	62
Figure 42: Schéma de l'assemblage des traverses avec les poteaux centraux.....	63
Figure 43: Poutre sollicitée à la flexion simple	64
Figure 44: Longrine la plus chargée de la fondation	66
Figure 45: Charge linéaire des murs	66
Figure 46: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	67
Figure 47: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	67
Figure 48: Nouvelle section de la longrine.....	68

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques géométriques de la structure	16
Tableau 2: Choix de la couverture et du bardage	19
Tableau 3: Coefficients de pressions extérieures sur les parois (Détails de calcul en annexe 1)	23
Tableau 4: Coefficients de pressions intérieures	24
Tableau 5: Coefficients de pression résultante.....	24
Tableau 6: Coefficient d'effet de site	25
Tableau 7: Coefficient de réduction des différents éléments.....	26
Tableau 8: Caractéristiques de mise en œuvre de la panne la plus sollicitée	29
Tableau 9: Caractéristiques du profilé IPE140	30
Tableau 10: Caractéristiques profilé IPE180	35
Tableau 11: Caractéristiques de mise en œuvre des lisses utilisées pour la conception	41
Tableau 12: Caractéristiques des profilés UAP 150	42
Tableau 13: Charges et surcharges agissantes sur la lisse	42
Tableau 14: Caractéristiques des profilés UAP 200	44
Tableau 15: Charges et surcharges agissantes sur la lisse	45
Tableau 16: Caractéristiques des profilés HEA200	46
Tableau 17 : Valeurs des sollicitations les plus défavorables.....	50
Tableau 18 : Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons.....	55

Tableau 19: Estimation du cout du projet 70

INTRODUCTION GENERALE

L'être humain œuvre pour son développement et son épanouissement dans tous les domaines notamment les domaines industriels, politiques, économiques, socioculturels et religieux. Cela implique la construction de nouvelles infrastructures adaptés aux besoins de la population et des différents corps intervenants dans la protection du pays. La réalisation de ces différentes infrastructures se fait grâce à plusieurs matériaux de construction à savoir le béton, le bois, les moellons, ainsi que le métal. Couramment utilisé, le béton semble malheureusement être un piètre matériau pour la construction de certains types d'ouvrages en raison de sa faible résistance à la traction. A l'instar du béton, le métal présente plusieurs avantages tels que : une bonne résistance aussi bien à la compression qu'à la traction, sa légèreté, et sa capacité à donner un bel aspect esthétique mais est malheureusement très peu utilisé dans la construction en raison des difficultés rencontrées lors de sa conception et de sa mise en œuvre. Pour mieux l'exploiter, il est donc nécessaire de maîtriser ses différentes caractéristiques sur le plan mécanique, technique et conceptuel ce qui exige l'intervention de personnels qualifiés tels que les ingénieurs spécialisés dans le domaine. C'est dans cette optique que nous avons effectué une étude technique de la structure métallique de l'espace logistique de la garde républicaine de Cotonou au Bénin.

Cette étude s'articule autour de deux grandes parties principales. La première qui tient lieu de généralité, présente la structure d'accueil ainsi que le projet d'étude. Elle contient également les généralités sur le dimensionnement des structures métalliques. La deuxième partie quant à elle traite de la conception et du dimensionnement des différents éléments de la charpente métallique du hangar selon l'EUROCODE 3. Une attention particulière a été portée sur les différents assemblages de la structure et la fondation du bâtiment dimensionnée selon l'EUROCODE 2.

OBJECTIFS DE L'ETUDE ET RESULTATS ATTENDUS

✓ Objectif de l'étude

L'objectif général est de faire une étude technique de la structure métallique du hangar servant d'espace logistique à la garde républicaine de Cotonou.

Plus spécifiquement, il s'agit de :

- Dimensionner la structure métallique ;
- Dimensionner la fondation en béton armé de l'ouvrage ;
- Evaluer le coût financier du projet.

✓ Résultats attendus

- L'acquisition des principes de dimensionnement et de conception des structures métallique selon l'Eurocode 3 ;
- La conception de la charpente métallique de l'espace logistique ;
- Sortir les sections des différents profilés de la charpente ;
- La maîtrise de l'utilisation des différents règlements dans le processus de dimensionnement des structures ;
- Estimation du coût approximatif du projet.

1ere PARTIE

CADRE DU PROJET ET GENERALITES SUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES

Chapitre I. PRESENTATION DU CADRE DU PROJET

I.1. Présentation de la structure d'accueil

I.1.1. Historique de la structure d'accueil

L'Acier Conseils et Services (ACS) a été créé en 2007 par M. Prosper ZOHOUNGBOGBO, ingénieur d'état. Ce dernier a su par sa qualité et son dévouement s'imposer dans l'environnement très concurrentiel du génie civil au Bénin pour se faire un nom. Les activités de l'ACS sont dirigées par le Directeur général qui est assisté dans ses tâches par un personnel très dévoué. La gestion de l'ACS est faite suivant l'organigramme (figure 1) ci-après :

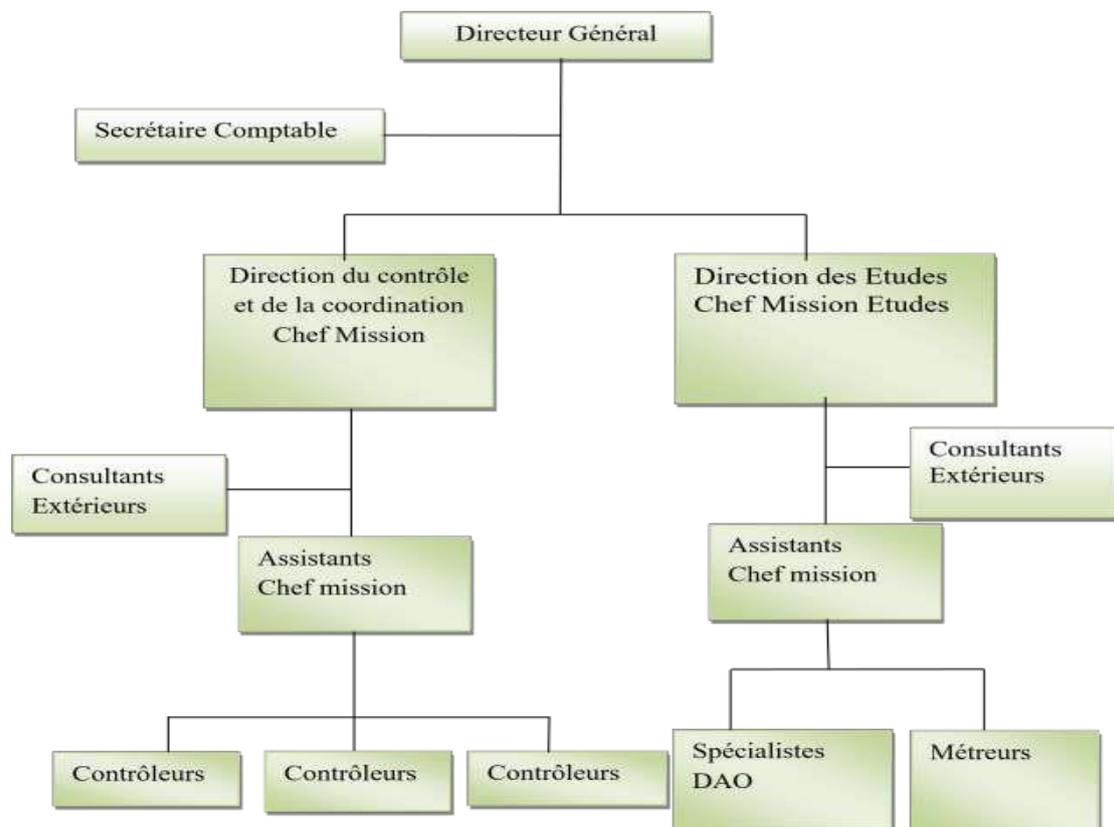


Figure 1: Organigramme de la structure d'accueil

I.1.2. Situation géographique de la structure d'accueil

La structure est située au Bénin, précisément dans la ville de Cotonou comme indiqué sur le plan (figure 2) suivant :

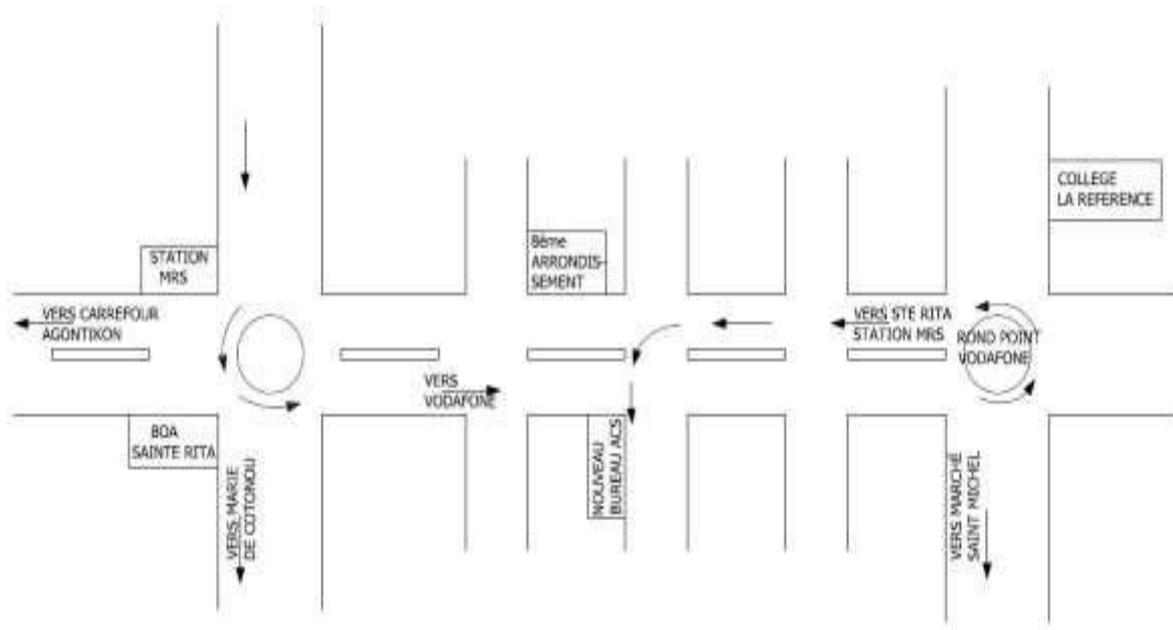


Figure 2: Situation géographique de la structure d'accueil

I.1.3. Nature et statut de la structure d'accueil

Nom et adresse de la structure

- Raison Sociale : L'Acier Conseils et Services (ACS)
- Nature Juridique : S.A.R.L.
- Siège Social : Carré 1927/b FIFADJI Cotonou, 8^{ème} arrondissement de la commune de Cotonou, département du littoral en République du Bénin, comme l'indique la photo de la façade principale ci-dessus.
- Adresse postale : 09 B.P. 349 Face Poste ste RITA
- Téléphone : (229) 96 29 19 97
- Adresse électronique : acier_cs@yahoo.fr

I.1.4. Profils bref et objectif du cabinet

L'Acier Conseils & Services est un bureau d'études de génie civil. L'objectif principal de l'ACS est de promouvoir l'excellence dans le domaine de l'ingénierie en génie civil au Bénin.

Le cabinet a aussi pour objectif la conception de projets fiables pouvant permettre le développement de notre cher pays.

Les domaines de compétence et d'intervention dudit bureau d'études sont les suivants:

- Bâtiments
- Maintenance des bâtiments
- Travaux publics
- Ouvrages d'arts
- Voiries urbaines
- Assainissement
- Routes, pistes rurales
- Aménagement des bas-fonds et zones humides
- Hydraulique / Adduction d'eau
- Calculs de structures complexes
- Conception et Dessin Assistés par Ordinateur
- Pilotage, Contrôle et surveillance des travaux
- Etude de prix des projets
- Gestion de projet
- Expertises en Bâtiment Travaux Publics (agrément près le tribunal).

Le bureau dispose d'un personnel qualifié et compétent, de cadres permanents ou collaborateurs, couvrant tous les domaines d'intervention précités. Il possède un matériel informatique très moderne et des logiciels techniques les plus réputés. Ce qui leur permet d'exécuter les études avec la meilleure garantie de fiabilité, de précision et de rapidité. Il entretient d'excellentes relations avec d'autres Bureaux d'études d'Ingénierie et Cabinets d'Architectes locaux et pouvant travailler en association s'il y a lieu. L'Acier Conseils & Services est régulièrement déclaré aux impôts, à l'INSAE, à la CNSS et au tribunal.

I.2. Présentation du projet d'étude

I.2.1. Contexte du projet

Dans son programme d'action dans la lutte contre l'insécurité territoriale, le gouvernement Béninois a entrepris la modernisation des équipements et des infrastructures de l'armée. Cela se traduit par la construction de plusieurs casernes militaires dans diverses villes du pays comme Cotonou, Allada etc.

C'est dans ce contexte que le gouvernement a initié la construction d'une nouvelle caserne pour la garde Républicaine de Cotonou afin de procéder à l'amélioration du cadre de vie et de travail des personnels des Forces Armées Béninoises. Ladite caserne comportera en son sein des blocs de bureaux administratifs, de dortoirs et d'espace logistique.

I.2.2. Présentation architecturale de l'ouvrage à étudier

L'espace logistique d'une superficie de **1369,64m²** (longueur : **45,90m**, largeur : **23,80m** et une hauteur de **7,25m**) est composé de plusieurs pièces servant de magasins, d'une zone de garage et d'une zone de dépannage (figure 3). Le bâtiment industriel comporte une ossature métallique constituée de plusieurs portiques en profilés HEA reliés par des pannes de profilés IPE et une enveloppe en maçonnerie servant de parois verticales au bâtiment. Le bâtiment a une forme régulière (figure 4) et repose sur une fondation en béton armé avec une profondeur de fouille de 1,20m.

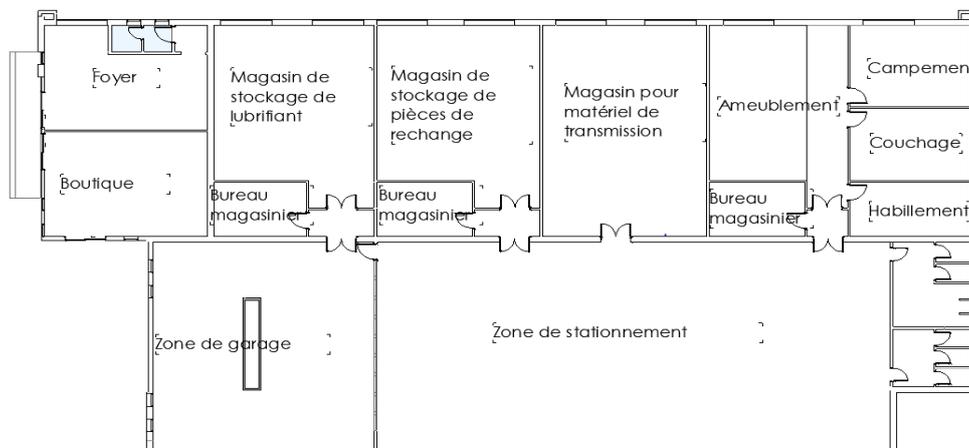


Figure 3: Vue en plan du hangar

Cette vue en plan peut être aussi consultée en **annexe 12**.



Figure 4: Vue en perspective du hangar

I.3. Matériaux et outils de dimensionnement

I.3.1. Logiciels utilisés

Afin de mieux mener l'étude de la structure métallique, nous avons utilisé les logiciels qui suivent :

- Archicad 24 pour l'exploitation des plans fournis par l'architecte
- Robot Structural Analysis 2015 pour la conception et le dimensionnement des différents éléments de la structure;
- Autocad 2015, pour la réalisation des plans d'exécution.

I.3.2. Règlements techniques utilisés

L'étude technique de la structure se fera conformément aux différents règlements suivants :

- NV65 : règle définissant les effets de neiges et de vent sur la structure ;
- EUROCODE 3 : Utilisé pour la conception et le dimensionnement des ouvrages en acier ;
- EUROCODE 2 : Pour le dimensionnement des éléments en Béton Armé.

I.3.3. Données géotechniques

D'après les études géotechniques effectuées sur le terrain, la contrainte admissible du sol à l'Etat Limite de Service est de **1bar** à la profondeur de 1.20m.

I.3.4. Caractéristiques des matériaux utilisés

✓ Acier (structure métallique)

Les caractéristiques des aciers utilisés sont les suivantes :

- Nuance : S275
- La résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$;
- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$;
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.

✓ Béton

- Fissuration : Préjudiciable
- Enrobage : 5cm en infrastructure et 3cm en superstructure
- Résistance Caractéristique du béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Poids volumique : 25 kg/m^3 .

Ce chapitre présente la structure d'accueil ainsi que le projet soumis à notre étude. Les différents matériaux et outils de dimensionnement exposés ci-dessus, sont des éléments nécessaires pour la réalisation de l'étude dont l'exploitation nous permettra de justifier les résultats obtenus.

Une étude ne saurait être réalisée sans une connaissance préalable des généralités sur les constructions métalliques.

Chapitre II. GENERALITES SUR LES CONSTRUCTIONS EN CHARPENTE METALLIQUE

Les structures en charpente métallique sont des ouvrages composés d'éléments métalliques sous forme de profilés commerciaux ou de profilés reconstitués soudés (PRS). L'assemblage de ces différents profilés constituent l'ossature métallique de la structure. [2]

La charpente métallique favorise la construction de différents types de bâtiments industriels et toutes autres structures fonctionnelles.

Grâce au matériau acier, la structure peut avoir une portée libre allant jusqu'à 40 mètres. Ceci rend la structure métallique favorable à l'édification de grands bâtiments sans murs porteurs.

II.1. Avantages et inconvénients d'une structure en charpente métallique

II.1.1. Les avantages d'une structure en charpente métallique

Les structures en charpente métallique présentent plusieurs avantages. En voici quelques-unes [2] :

- Résistance et ténacité de l'acier par rapport à son poids, ce qui rend la structure légère même si elle est volumineuse ;
- L'acier possède une structure interne homogène et isotrope cela implique constance des propriétés mécaniques dans toute la structure ;
- L'élasticité de l'acier offre à la structure une bonne tenue aux charges dynamiques ;
- La facilité de montage et de démontage de la structure ;
- La rapidité de la mise en œuvre de l'ouvrage ;
- La récupération et la réutilisation des éléments de la structure après démontage.

II.1.2. Les inconvénients d'une structure en charpente métallique

L'inconvénient majeur de la structure métallique est sa mauvaise résistance à la corrosion et au feu. De même, la mise en place de ce type de structure n'est pas à la portée de tous et nécessite l'intervention de spécialistes en étude de structure métallique [2].

II.2. Les principes de conception d'une charpente métallique

Si le dimensionnement des composants est le passage obligé de l'art de construire, alors la conception est la démarche qui donne une cohérence et une efficacité optimale au projet. Pour cette raison, concevoir une structure s'articule autour de deux points importants.

II.2.1. Choix des profilés

Un projet de construction métallique doit être conçu et élaboré de façon à ce que les matériaux soient utilisés au mieux. Cette optimisation des matériaux nécessite que le choix des profilés s'oriente vers des sections dont les caractéristiques répondent le mieux possible à leur rôle structural (traction, flexion simple, compression, flexion composée, etc....). Il existe plusieurs types de profilés métalliques.

II.2.1.1. Les profilés de section en I

Les poutrelles en I sont de deux sortes :

- Les IPN dont les ailes sont d'épaisseur variable, ce qui entraîne des difficultés pour les attaches ;
- Les IPE dont les ailes présentent des bords parallèles, les extrémités sont à angles vifs.

Ils sont d'usage plus courant que les IPN et très économiques en flexion dans le sens de forte inertie (solives, sommiers, pannes, traverses de portiques, etc.). Les hauteurs disponibles vont de 80 mm à 750 mm.

II.2.1.2. Les profilés de section en H

Elles ont même allure que les profilés en I mais leurs ailes sont plus larges. Leur section transversale s'inscrit approximativement dans un carré. Elles se subdivisent en 03 séries HEA, HEB et HEM suivant l'épaisseur relative de leur âme et de leurs ailes.

- Les poutrelles HEA à ailes et âme amincies. Elles sont utilisées pour les poteaux sollicités en flexion composée ou exceptionnellement pour les poutres lorsque les IPE qui reprendraient la même charge ont une hauteur trop grande.

- Les poutrelles HEB sont plus lourdes que les HEA mais moins encombrantes. Elles sont également très économiques en flexion composée.
- Les poutrelles HEM à ailes et âme renforcées. Elles sont essentiellement utilisées comme pieux pour les fondations (réserve de métal en cas de corrosion).

Les hauteurs disponibles vont de 100 mm à 1000 mm.

II.2.1.3. Les profilés de section en U

Les poutres en U sont souvent utilisées comme éléments de treillis (membrures, montants, diagonales) et également dans les assemblages à cause des trois faces extérieures de liaison qu'elles comportent. Associées entre elles, elles peuvent constituer des poteaux ou des poutres composées. Elles sont de deux types :

- Les UAP dont les faces des ailes sont parallèles ;
- Les UPN moins commodes à mettre en œuvre à cause de l'inclinaison de leurs ailes.

Les hauteurs disponibles vont de 80 mm à 400 mm.

II.2.1.4. Les profilés de section en L

Encore appelées cornières, ce sont des laminés à deux branches perpendiculaires. Elles sont très souvent utilisées comme éléments de poutres à treillis et également dans les assemblages.

Les hauteurs disponibles vont de 20 mm à 200 mm.

II.2.1.5. Les profilés de section en T

Elles sont employées le plus souvent comme membrures de poutres à treillis et comme fers à vitrage. Les hauteurs disponibles vont de 25 mm à 80 mm.

II.2.2. Choix des assemblages

En charpentes métalliques, les assemblages constituent des zones plus fragiles que les zones courantes auxquelles il convient d'accorder une attention particulière. Un assemblage doit être conçu de façon à permettre la transmission et la répartition des diverses sollicitations

entre les pièces sans générer des sollicitations parasites. Les principaux modes d'assemblage utilisés en construction métallique sont le boulonnage, la soudure et le rivetage. Nous exposons dans cette section, les deux modes d'assemblage les plus utilisés. Pour chaque mode d'assemblage, les dispositions constructives minimales à observer sont :

II.2.2.1. Assemblages boulonnés

Il convient de :

- utiliser dans la mesure du possible des assemblages symétriques afin d'éviter tout risque de flexion gauche ou de torsion ;
- faire correspondre les axes neutres des barres dans les systèmes réticulés (poutres à treillis, systèmes de contreventement) ;
- éviter les assemblages trop longs ;
- lier les barres aux nœuds au moins par deux boulons même lorsqu'un boulon suffirait à transmettre les efforts.

Le positionnement des trous de boulons doit être fait afin d'éviter la corrosion et le voilement local et doit également faciliter le passage des clés.

II.2.2.2. Assemblages soudés

Afin de réussir les assemblages soudés, il faut :

- Éviter l'assemblage de pièces de trop grande différence d'épaisseur, car il y a risque de déformation de la pièce la plus mince ;
- Éviter les soudures pour des pièces d'épaisseur supérieure à 30 mm ;
- Réaliser des cordons de soudure de diamètre supérieur à 4 mm et de longueur supérieure à 50mm.

Il y a plus d'avantages que d'inconvénient dans l'utilisation des charpentes métalliques principalement pour la réalisation des grands bâtiments ou bâtiments industriels. La conception de ces différents bâtiments exige une connaissance minimum des principes citées plus haut.

Grâce à l'application du principe de conception d'une charpente métallique, nous en venons à la réalisation du modèle de la charpente présentée dans le chapitre suivant.

2^e PARTIE

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA
STRUCTURE**

Chapitre III. CONCEPTION DU MODELE DE LA STRUCTURE

La réalisation du modèle (figure6) de la structure a été faite conformément aux exigences architecturales, et en respectant la disposition des éléments structuraux par lesquels transiteront les charges appliquées à la structure.

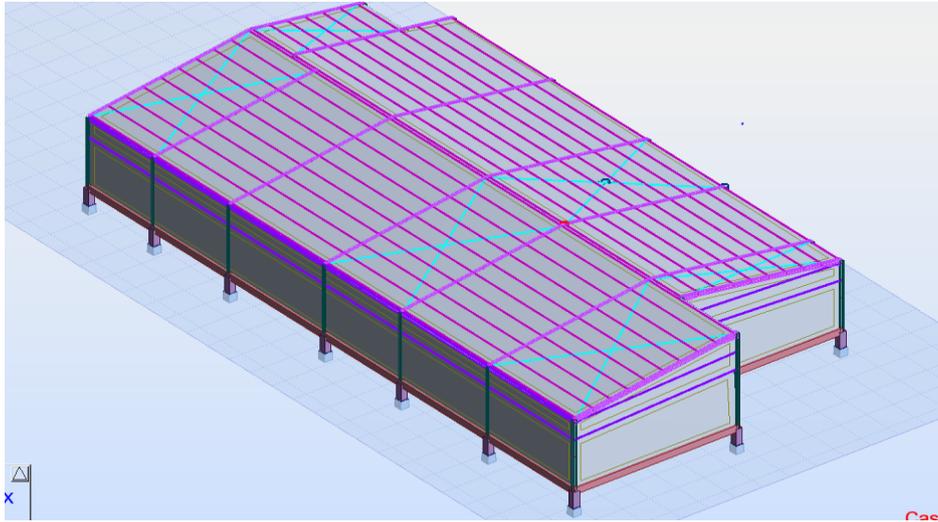


Figure 5: Présentation du modèle de la structure réalisé dans robot

III.1. Description de l'ossature métallique

L'ossature de l'ouvrage est composée d'un système porteur encastré composé de 9 portiques à entraxes irrégulières (tableau 1). Ces portiques représentent les éléments porteurs structuraux par lesquels les forces verticales et horizontales agissantes sur le bâtiment sont transmises à la fondation puis au sol.

Tableau 1: Caractéristiques géométriques de la structure

Longueur	Largeur	Hauteur	Nombre de portiques	Angle d'inclinaison de la traverse	Entraxe la plus grande entre portiques
45,90m	23,80m	7,25m,	9	8,3°	8,95m

Une vue en plan présentant les détails géométriques de la charpente est présentée en **annexe 13** pour une meilleure exploitation.

III.1.1. Les portiques

Les portiques seront constitués par des traverses en profilés HEA200 (traverse) encastrées sur les poteaux en profilés HEA260 grâce à des jarrets (figure 7). Les traverses des portiques seront inclinées d'un angle de 8,3° par rapport à l'horizontal pour permettre l'évacuation des eaux pluviales.

Les poteaux seront encastrés en tête et en pied dans des massifs en béton coulés dans une fouille de 1,20m de profondeur. Sur ces poteaux, viendront se poser deux à trois poutres en profilés IPE ou HEA ou encore UAP espacés de 1,30m, qui serviront de lisses de bardage pour la structure.

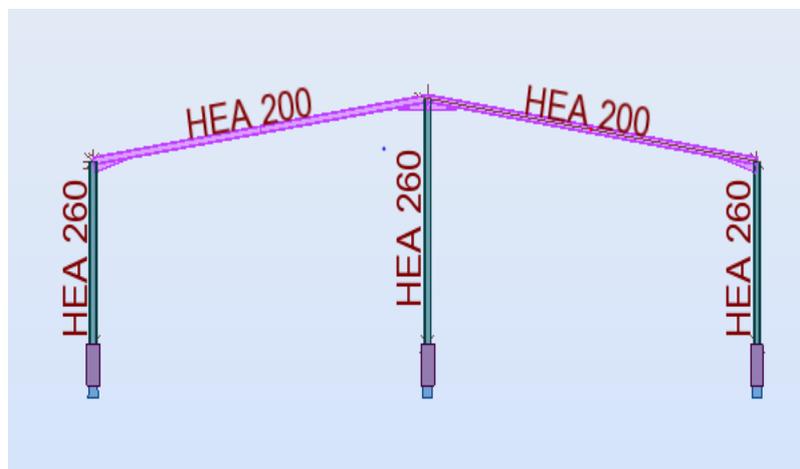


Figure 6: Portique de la structure

III.1.2. Les pannes

Les portiques seront surmontés par des pannes à entraxe constante de 1.3m figure 8) qui seront disposées sur les traverses. Elles ont pour fonction de supporter la toiture et leur entraxe est déterminée par la portée admissible des bacs de couverture.

Le nombre de pannes par versant est déterminé de la façon suivante : Soit $T=12.13m$ la longueur d'un versant, e l'entraxe de la panne et N le nombre de pannes par versant.

$$N = \frac{T}{e} = 10 \text{ pannes}$$

Les pannes seront choisies en profilés laminés IPE140 et assemblées sur les traverses des portiques grâce à des échantignoles. La portée maximale des pannes est de **8,95m** et leurs appuis seront considérés comme libres et articulés.

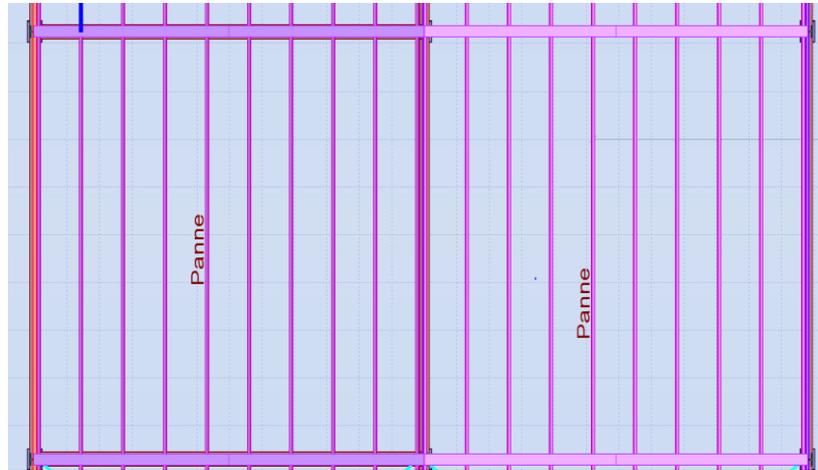


Figure 7: Disposition des pannes sur les portiques

III.1.3. Justification du contreventement

Le contreventement est un dispositif qui permet d'assurer la stabilité d'une ossature vis-à-vis des efforts horizontaux tels que le vent. Il assure également la stabilité transversale de certains ouvrages vis-à-vis du flambement et du déversement. On distingue les contreventements verticaux, et les contreventements horizontaux disposés entre les traverses de la charpente. Ils seront réalisés avec des cornières à ailes égales (figure 9).

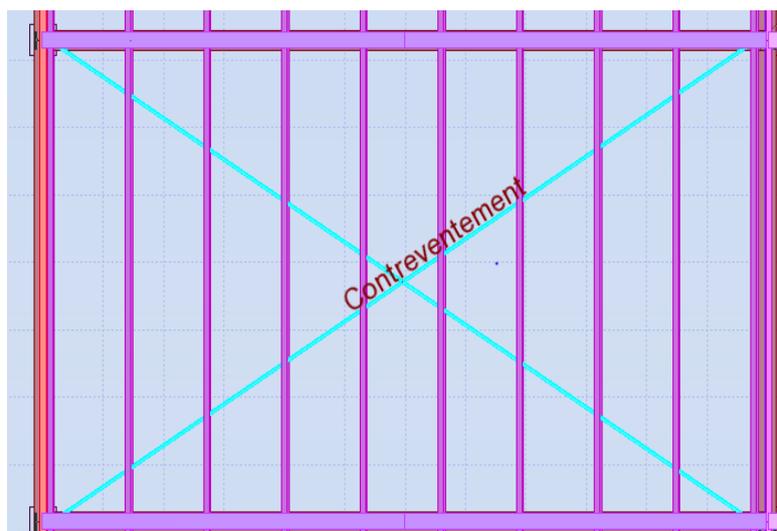


Figure 8: Contreventement supérieur

III.1.4. Couverture et bardage

Le choix de la couverture se fait en fonction d'un certain nombre de paramètres tel que sa portée et la charge qu'elle supporte. Nous choisissons une couverture en bac alu zinc en raison de sa disponibilité et de sa facilité de mise en œuvre.

Le bardage sert au remplissage des différentes façades. Il sera également réalisé en bac alu zinc de mêmes caractéristiques que la couverture (tableau 2).

Tableau 2: Choix de la couverture et du bardage

Type de couverture et de bardage	Portée(m)	Poids(daN/m ²)	Epaisseur(mm)
Bac alu zinc	1,3	10	0,7

III.2. Fondation de l'ouvrage

La fondation entièrement en béton armé et réalisée dans une fouille de 1.20m est composée de :

- Longrines sur lesquelles viendront se posés les murs de façades ;
- Des massifs dans lesquels seront encastrés les pieds de poteaux des portiques ;
- Et des semelles.

Il est à noter que ce chapitre explique le processus ayant conduit à la conception du modèle de l'ossature de l'espace logistique. Les éléments choisis et les sections des profilés utilisées ne sont pas définitifs. Dans la suite de ce document, nous vérifierons si les différentes sections choisies pour chaque élément de la structure lors de la conception garantissent une stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la structure ne peut être fait sans la détermination des charges qui agissent sur elle. Le chapitre suivant présente les charges agissantes sur la structure.

Chapitre IV. DETERMINATION DES CHARGES AGISSANTES SUR LA STRUCTURE

Les différentes charges agissantes sur la structure, sont les charges permanentes, les surcharges d'entretien et les surcharges climatiques (charge du vent). Ces différentes charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

IV.1. Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de chaque élément de la structure et aussi le poids de la toiture et du bardage.

- Poids propre de la couverture et ses accessoires estimé à : 10daN/m^2
- Poids propre du bardage et accessoires estimé à : 10daN/m^2

IV.2. Surcharges d'entretien

Dans le bâtiment les surcharges d'entretien sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes. Elles sont variables et directement liées à l'exploitation de l'ouvrage (poids des personnes et des équipements, charges pendant la construction). L'Eurocode définit les valeurs des charges d'exploitation à considérer en fonction de la nature de l'ouvrage et de l'exploitation envisagée des locaux et de la situation du projet.

L'Eurocode 1 [4] recommande une charge de 100 daN/m^2 représentant le poids de deux ouvriers et de leurs matériels (travaux d'entretien sur la toiture). Ce choix est appuyé par le fait que la toiture de notre structure soit inaccessible.

IV.3. Étude au vent de la structure

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Lors du dimensionnement de l'ouvrage nous devons donc tenir compte des actions du vent auxquelles le bâtiment pourrait être soumis au cours de sa durée de vie. La vitesse du vent dépend :

- Du lieu;
- De la hauteur au-dessus du sol du bâtiment;
- Du type de terrain que celui-ci rencontre sur sa trajectoire.

Le projet est réalisé sur un **site normal** avec une vitesse moyenne estimée à **26m/s** fournit par le service météorologique du Bénin.

Les détails du calcul des charges du vent sont présentés en **annexe 1** et est basé sur les règles de NV65 [6].

Données sur le bâtiment

Longueur : a= 45,90m

Largeur : b= 23,80m

Hauteur : 7,25m

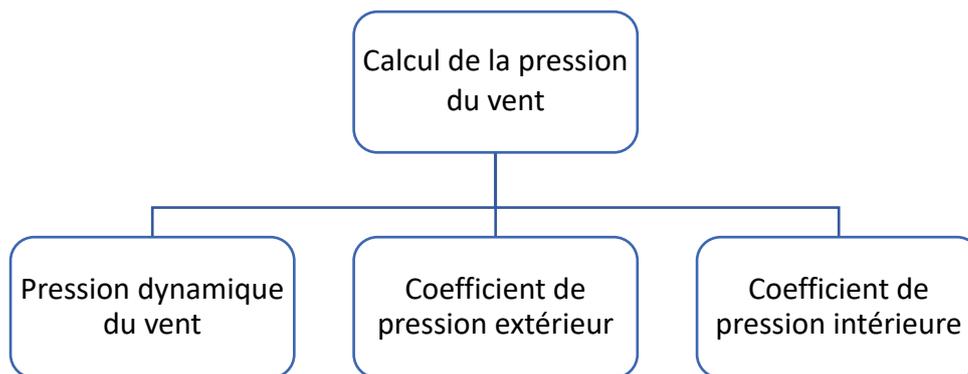


Figure 9: Organigramme du processus de l'étude du vent

La pression statique du vent est donnée par la formule :

$$p = q_h \times k_s \times k_m \times C_r \times \delta \text{ KN/m}^2$$

- q_h : la pression dynamique agissant à la hauteur.
- k_m : coefficient de masque.
- k_s : coefficient d'effet de site.
- δ : coefficient d'effet de réduction.
- C_r : coefficient de pression résultante

IV.3.1. Pression dynamique du vent à la hauteur

C'est la pression exercée sur une surface plane normale au vent telle que la vitesse du vent s'annule. Elle est donnée par la formule suivante :

$$q_h = 2.5 \times \frac{H + 18}{H + 60} \times q_{10}$$

Avec

- q_{10} : Pression dynamique de base normale à 10 m de hauteur (Pa). Elle varie en fonction de la zone géographique.
- H : Hauteur de la structure au-dessus du sol.

La pression dynamique de base normale à 10m est donnée par : $q_{10} = \frac{v^2}{16.3}$

Avec $v = 26\text{m/s}$ (vitesse du vent sur le site).

$$q_{10} = \frac{26^2}{16.3} = 0.42\text{KN/m}^2$$

La pression dynamique du vent à la hauteur :

$$q_h = 2.5 \times \frac{7.5 + 18}{7.5 + 60} \times 0.42 = 0.40\text{KN/m}^2$$

IV.3.2. Coefficient de pression résultante

Le coefficient de pression résultante C_r est donné par : $C_r = C_e - C_i$

Avec :

- C_e : Coefficients de pressions extérieures
- C_i : coefficients de pressions intérieures

IV.3.2.1. Coefficients de pressions extérieures

Le calcul du coefficient pression extérieure se fait grâce au coefficient γ_0 qui se détermine à partir d'un abaque (figure 11) après calcul du rapport de dimension.

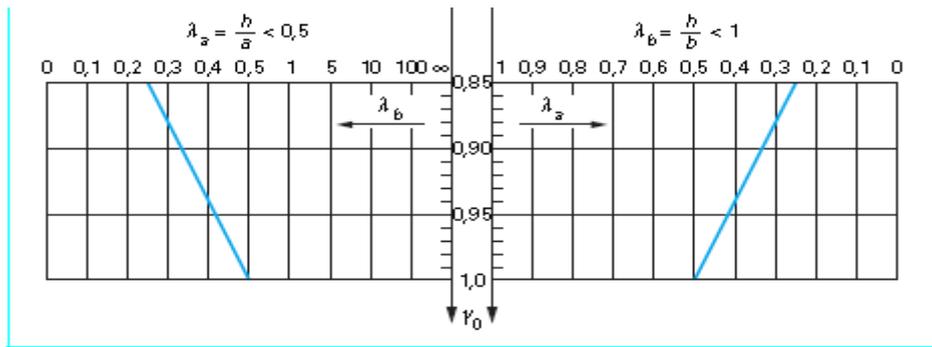


Figure 10: Abaque permettant la détermination de γ_0

Source : [6]

Les différents coefficients de pression extérieurs trouvés sont récapitulés dans le tableau (tableau 3) suivant :

Tableau 3: Coefficients de pressions extérieures sur les parois (Détails de calcul en annexe 1)

	Parois				Versant de toiture	
Parois au vent	AB	BC	CD	AD	EF	FG
AB	+0,8	-0,31	-0,31	-0,31	-0,9	-0,3
BC	-0,34	+0,8	-0,34	-0,34	-0,7	-0,3

IV.3.2.2. Coefficients de pressions intérieures

Les coefficients C_i sur les faces intérieures des différentes parois semi-ouvertes sont déterminés par simple ou double interpolation linéaire en fonction des perméabilités comprises entre 5 % et 35 % entre les coefficients calculés pour la construction considérée ouverte ou fermée.

Les différents coefficients de pression intérieures trouvés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4: Coefficients de pressions intérieures [6]

	Parois				Versant de toiture	
Parois au vent	AB	BC	CD	AD	EF	FG
AB	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2
BC	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2

Les valeurs en gras représentent les coefficients de pression résultante les plus défavorables. Pour le calcul de la pression du vent nous allons utiliser $C_r = 1$.

Tableau 5: Coefficients de pression résultante [6]

Direction du vent	Actions	Parois				Versants de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
à 0°	C_e	0,8	-0,31	-0,31	-0,31	-0,9	-0,3
	C_i	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2
	C_r	1	-0,11	-0,11	-0,11	-0,7	-0,1
à 90°	C_e	-0,34	+0,8	-0,34	-0,34	-0,7	-0,3
	C_i	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2

	C_r	-0,14	1	-0,14	-0,14	-0,9	-0,5
--	-------	-------	----------	-------	--------------	------	------

IV.3.2.3. Coefficients intervenants dans le calcul de la pression du vent

a. Coefficient d'effet de site

Les règles NV 65 considèrent trois types de site [4]

- Site protégé : par exemple, fond de cuvette bordée de collines sur tout son pourtour ou site urbain dense ;
- Site normal : par exemple, plaine de grande étendue avec des dénivellations peu importantes, de pente inférieure à 10 % ;
- Site exposé : par exemple, littoral en général sur une profondeur de 6 km, sommet des falaises, îles ou presqu'îles étroites, vallées étroites.

En fonction du site, les pressions de base normales et extrêmes doivent être pondérées par un coefficient de site k_s .

Tableau 6: Coefficient d'effet de site [6]

K_s	Région 1	Région 2	Région 3
Site protégé	0,8	0,8	0,8
Site normal	1,0	1,0	1,0
Site exposé	1,35	1,30	1,25

Nous prenons $k_s = 1$

b. Effet de masque

Il y a effet de masque lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions de grande probabilité de durée. Dans ce cas, les pressions dynamiques de base peuvent être réduite de 25 %. Mais pour des raisons de sécurité on prend généralement $K_m = 1$. [4]

c. Coefficient de réduction

Il est déterminé sur l'abaque (figure 12) tiré de la figure R-III-2. NV65 grâce à la plus grande longueur de l'ouvrage à étudier (tableau 7).

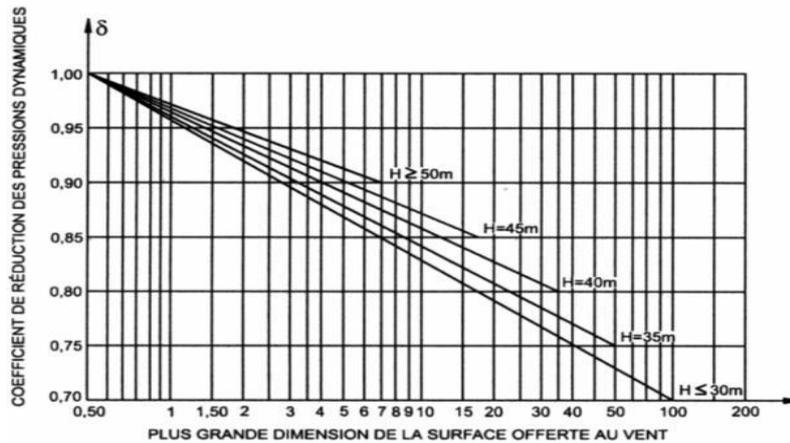


Figure 11: Abaque du coefficient de réduction

Source : [6]

Tableau 7: Coefficient de réduction des différents éléments

Éléments	Dimensions	Coefficient de réduction
Pannes	6m	0,86
Ferme	24m	0,78
Bâtiment	45,90m	0,73

La pression statique :

- Sur le bâtiment :

$$p = 0.40 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.73 = 0,29 \text{ KN/m}^2$$

- Sur les pannes :

$$p = 0.40 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.86 = 0,12 \text{ KN/m}^2$$

- Sur la ferme :

$$p = 0.40 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.78 = 0,31 \text{ KN/m}^2$$

Ces différentes charges seront utilisées afin de déterminer les différentes sollicitations auxquelles sont soumises les éléments de la charpente. La détermination de ces différentes charges est un passage nécessaire dans le processus de dimensionnement qui sera présenté dans le chapitre V.

Chapitre V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX DE LA CHARPENTE

D'après l'Eurocode 3 [7], le principe général de dimensionnement s'exprime par l'expression suivante :

$$S_d \leq R_d$$

Avec :

- S_d : la valeur de calcul d'une sollicitation à l'état limite considéré (ELS ou ELU)
- R_d : la résistance de calcul déterminée à partir des valeurs caractéristiques des propriétés du matériau et de ses caractéristiques géométriques.

Le dimensionnement des éléments structuraux se fera conformément aux principes de dimensionnement grâce à un outil informatique, notamment le logiciel **Autodesk ROBOT Structural Analysis 2015**. En effet ce logiciel nous permettra d'aboutir très rapidement aux sollicitations pour plusieurs cas de charges et combinaisons différentes.

Les différentes étapes et notes de calcul nous ayant permis d'aboutir à nos résultats seront présentées en annexe.

V.1. Dimensionnement des pannes

La panne étant disposée sur la traverse (inclinée) de la charpente, les charges agissent sur elle suivant les deux plans d'inerties principaux, ce qui nous met dans un cas de **flexion déviée**.

Elle sera donc dimensionnée pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance à l'ELU
- Aux conditions de flèches à l'ELS.

Les pannes étant de portées différentes, nous allons dimensionner la panne avec la plus grande portée et appliquée sa section à toutes les autres pannes de la charpente.

La plus grande portée de panne est de **8,95m** ce qui correspond à l'entraxe entre deux portiques. On obtient de ce fait un système **isostatique** (figure 13).

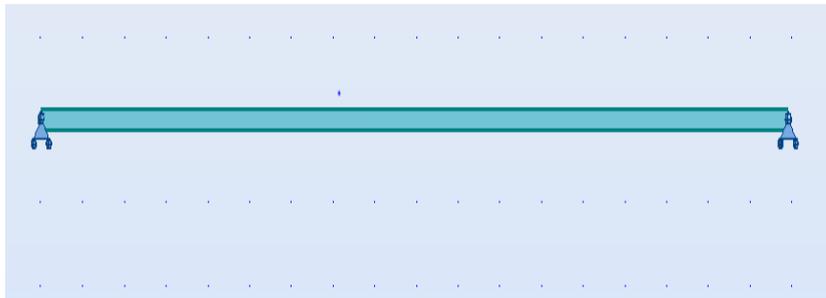


Figure 12: Schéma Statique de la panne

Pour éviter leur glissement à la pose, les pannes seront boulonnées aux traverses des portiques à l'aide d'échantignoles (figure 14). Leurs appuis seront considérés comme libres et articulés.

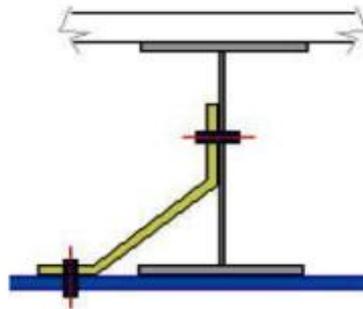


Figure 13: Exemple de liaison panne traverse

Source : [3]

Le tableau suivant (tableau 8) présente les caractéristiques de mise en œuvre de la panne la plus sollicitée.

Tableau 8: Caractéristiques de mise en œuvre de la panne la plus sollicitée

Profilé	Poids propre estimé de la panne	Portée de la panne	Angle d'inclinaison
IPE140	13daN/m	8,95m	8,5°

Tableau 9: Caractéristiques du profilé IPE140 [8]

Profilé	h(mm)	b(mm)	d(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	G(kg/ml)	A(cm ²)
IPE140	140	73	112,2	4,7	6,9	7	12,9	1.4
	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
	541,2	77,32	88,34	44,92	12,31	19,25	5,74	1.65

V.1.1. Descente des charges sur la panne

Il s'agira de déterminer les charges permanentes g et charges variables q reçues par la panne.

Les charges suivantes sont à considérer :

- Poids propre de la panne estimée à 13daN/m
- Poids propre de la couverture : 10 daN/m²
- Charge d'exploitation : 100daN/m² (toiture inaccessible)

Les pannes étant espacées de 1.3m, on aura :

$$\begin{cases} g = 13 + 10 \times 1.3 = 26daN/m \\ q = 100 \times 1.3 = 130daN/m \end{cases}$$

La répartition des différentes charges agissantes sur la panne est présentée sur les figures 15 et 16.

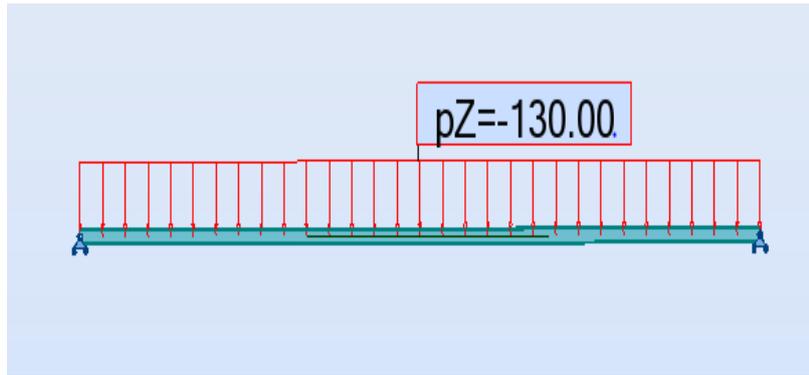


Figure 14: Répartition de la charge d'entretien sur la panne

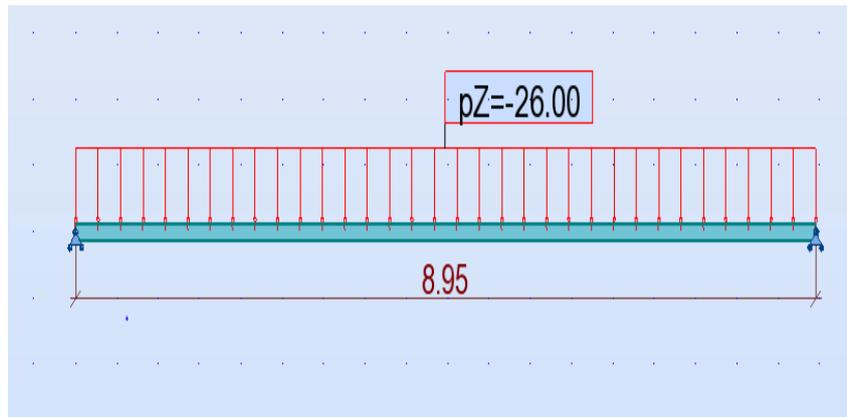


Figure 15: Répartition de la charge permanente sur la panne

V.1.2. Combinaison d'action

Les combinaisons d'action suivantes seront étudiées :

$$ELU: \begin{cases} 1\text{ere combinaison} = 1.35G + 1,5q \\ 2\text{e combinaison} = 1.35G + 1,75V \end{cases} \text{ Pour la vérification à la résistance}$$

$$ELS: \begin{cases} 1\text{ere combinaison} = G + q \\ 2\text{e combinaison} = G + V \end{cases} \text{ Pour la vérification des flèches}$$

V représente ici la charge du vent normal sur la panne déterminée au chapitre 4.

Les résultats les plus défavorables obtenus par calcul seront utilisés par Robot pour le dimensionnement des pannes.

V.1.3. Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations consiste en la détermination des différents moments et effort tranchants sollicitant la panne.

La charge globale répartie (charge permanente, charge d'exploitation, charge climatique) agissant perpendiculairement en gravité sur la panne, a une résultante $[Q]$ qui se décompose en une charge $[Q_z]$ parallèlement au plan de symétrie de l'âme et une autre charge $[Q_y]$ perpendiculaire à celui-ci.

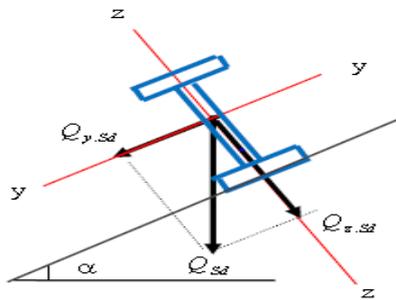


Figure 16: Décomposition des charges suivant les axes

Source : [9]

Il apparaît donc deux moments distincts M_y et M_z selon les plans d'inertie principaux du profil des pannes à l'ELU (figure 18 et 19) et à l'ELS (figure 20 et 21).

✓ A l'ELU, les diagrammes suivants sont obtenus pour les moments.



Figure 17: Diagramme du moment fléchissant M_y sous la combinaison ELU



Figure 18: Diagramme du moment fléchissant M_z sous la combinaison ELU

✓ A l'ELS, les diagrammes suivants sont obtenus pour les moments.



Figure 19: Diagramme du moment fléchissant M_z sous la combinaison ELS

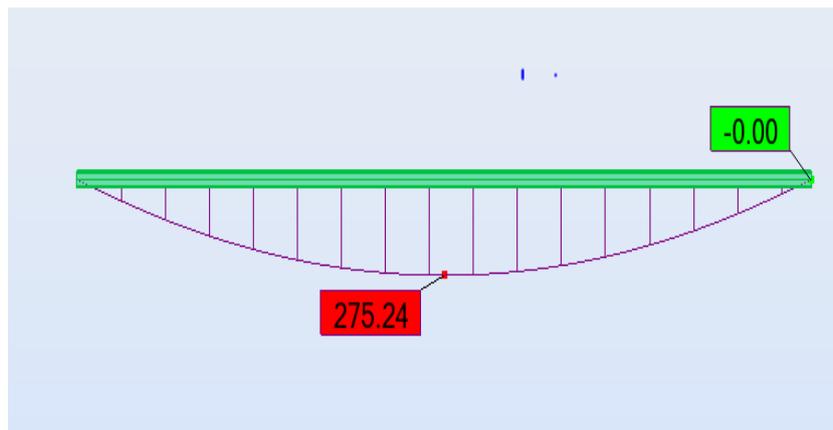


Figure 20: Diagramme du moment fléchissant M_y sous la combinaison ELS

V.1.4. Vérification de la condition de résistance à l'ELU

La condition de résistance à l'ELU est vérifiée si :

$$\left(\frac{M_y}{M_{y,pl}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{z,pl}}\right)^\beta \leq 1 \text{ avec } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

Avec :

- $M_{y,pl}$: Moment de résistance plastique de la section par rapport à l'axe Y-Y
- $M_{z,pl}$: Moment de résistance plastique de la section par rapport à l'axe Z-Z

$$M_{y,pl} = \frac{W_{y,pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^5}{1} = 2429,35 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{z,pl} = \frac{W_{z,pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.25 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^5}{1} = 529,38 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{y,pl}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{z,pl}}\right)^\beta = 0,13 < 1 \text{ Donc la condition de résistance à l'ELU est vérifiée.}$$

V.1.5. Vérification de la condition de flèche à l'ELS

Les pannes ne doivent pas présenter une flèche supérieure au 1/200 de leur portée. Les flèches obtenues pour les combinaisons de charges non pondérées les plus défavorables devront satisfaire à :

$$f \leq \frac{l}{200}$$

Avec l la portée de la panne.

Après calcul à l'ELS, le logiciel Robot nous donne une flèche de 4,8cm (*figure 22*).

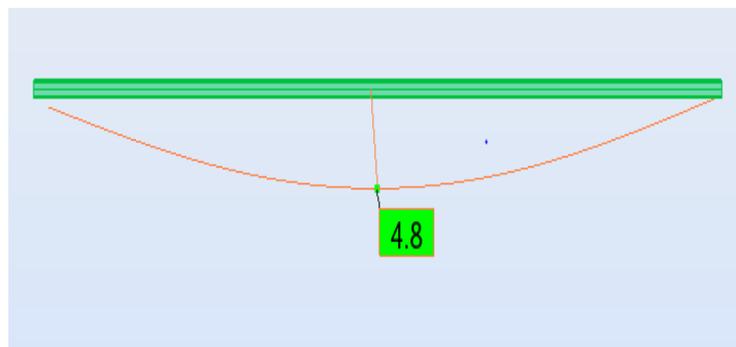


Figure 21: Déformée de la panne IPE 140 sous la combinaison ELS

$4.8\text{cm} > \frac{l}{200} = 4,66\text{cm}$. La condition de flèche n'est pas vérifiée.

Le profilé IPE140 s'est révélé insuffisant.

Après calcul informatique le logiciel ROBOT nous propose en remplacement un profilé IPE 180 (tableau 10) dont les caractéristiques sont présentées comme suit :

Tableau 10: Caractéristiques profilé IPE180 [8]

Profilé	h(mm)	b(mm)	d(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	G(kg/ml)	A(cm ²)
IPE180	180	91	112,2	5,3	8	9	18,8	24
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
	1317	146	166	101	22	35	7,42	2,05

Avec une flèche de 3,5cm (figure 23), on remarque que la condition de flèche est vérifiée pour le profilé IPE 180.

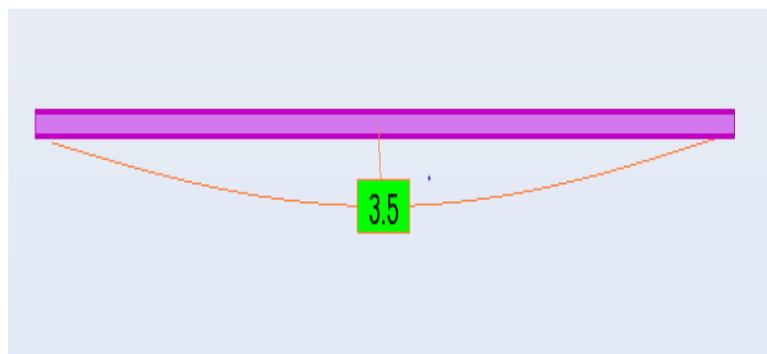


Figure 22: Déformée de la panne IPE 180 sous la combinaison ELS

V.1.6. Vérification à l'effort tranchant

La vérification à l'effort tranchant se fait à travers la formule suivante :

$$V_{z,sd} \leq \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{mo}}$$

L'effort tranchant (figure 24) engendré par les charges agissantes sur la panne provoque un effort de cisaillement repris par la section de l'âme du profilé. A_{vz} représente l'air de cisaillement calculé comme suit : $A_{vz} = 1.04 \times h \times t_w$

$$A_{vz} = 9,92 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{mo}} = 1431,8 \text{ daN}$$

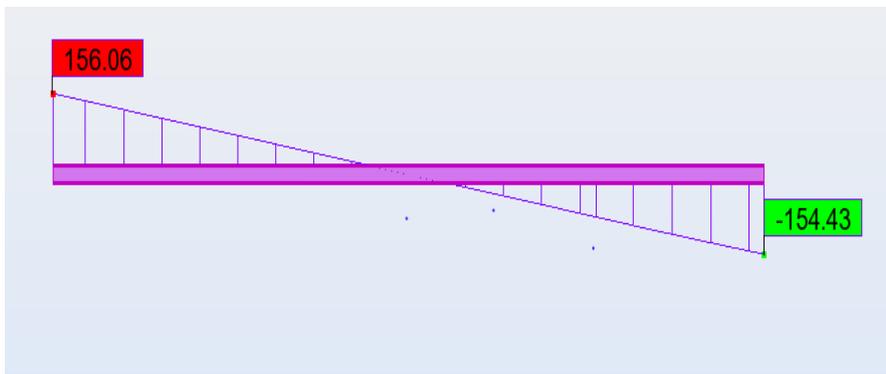


Figure 23: Diagramme de l'effort tranchant

On remarque que :

$$V_{z,sd} = 156,06 \text{ daN} < 1431,8 \text{ daN}$$

On conclut que la panne a une bonne résistance à l'effort tranchant.

V.1.7. Vérification au déversement de la panne

Le déversement est le flambement latéral de la partie comprimée de la panne et la rotation de la section transversale. De manière générale, une poutre à section en I, fléchiée par rapport à son axe de forte inertie, peut présenter un risque de déversement si sa semelle comprimée n'est pas maintenue de façon continue sur sa longueur.

Dans le cas de notre étude, nous prévoyons de lier les pannes directement à la couverture de la toiture ce qui maintiendra latéralement leurs parties comprimées.

On conclut donc qu'il n'y aura pas de déversement.

Les conditions de résistance à l'ELU et de flèche à l'ELS étant vérifiées, on conclut que les profilés IPE 180 conviennent pour les pannes.

Les notes de calcul du logiciel Robot seront présentés en **annexe 2**.

V.1.8. Proposition d'une autre variante

Nous remarquons que la section de la panne est très grande. Afin d'optimiser la section obtenue, nous proposons de mettre en place des liernes à mi portée des pannes IPE140. Cela permettra de réduire la flèche à l'ELS et par conséquent la section de la panne retenue préalablement.

❖ Dimensionnement de la panne IPE 140 à l'ELS

Les liernes sont disposés à mi portée de la panne d'une longueur de 8.95cm. Nous obtenons le schéma statique d'une panne sur 3 appuis (figure 24) suivant :

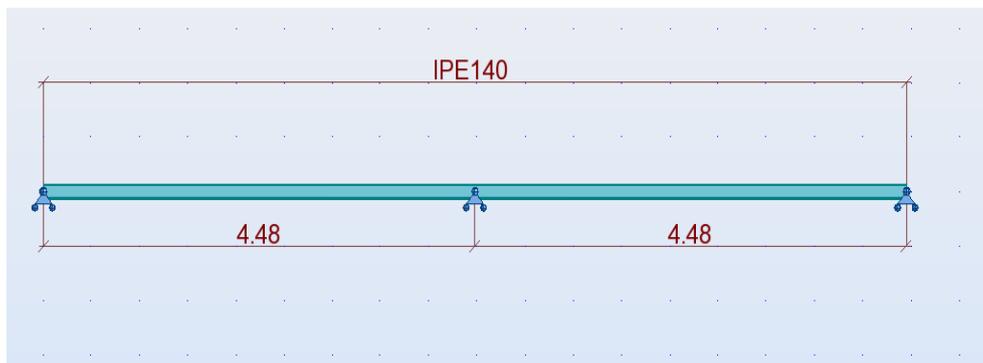


Figure 24 : Schéma statique de la panne sur 3 appuis

La valeur de la flèche admissible f_{adm} est déterminée comme suit :

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Avec $l = 4.48\text{cm}$. Nous obtenons donc :

$$f_{adm} = 2.24cm$$

Après dimensionnement dans robot, la panne présente une flèche maximale $f=0.3cm$.

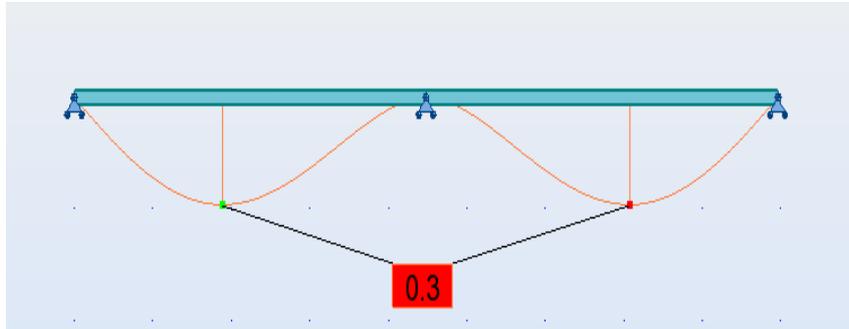


Figure 25: Déformation de la panne sur 3 appuis

On remarque que :

$$f < f_{adm}$$

La condition de flèche étant vérifiée nous proposons donc des profilés IPE140 pour les pannes de la toiture.

V.2. Etude et dimensionnement des liernes à mettre en place

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Le dimensionnement des liernes se fera par la détermination dans un premier temps, de l'effort maximal qui agissent sur elles. La figure (figure 50) suivante, présente la disposition des liernes sur la charpente. Les liernes sont soumis à des efforts croissants au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtiage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux traverses par des tirants en diagonale (bretelles).

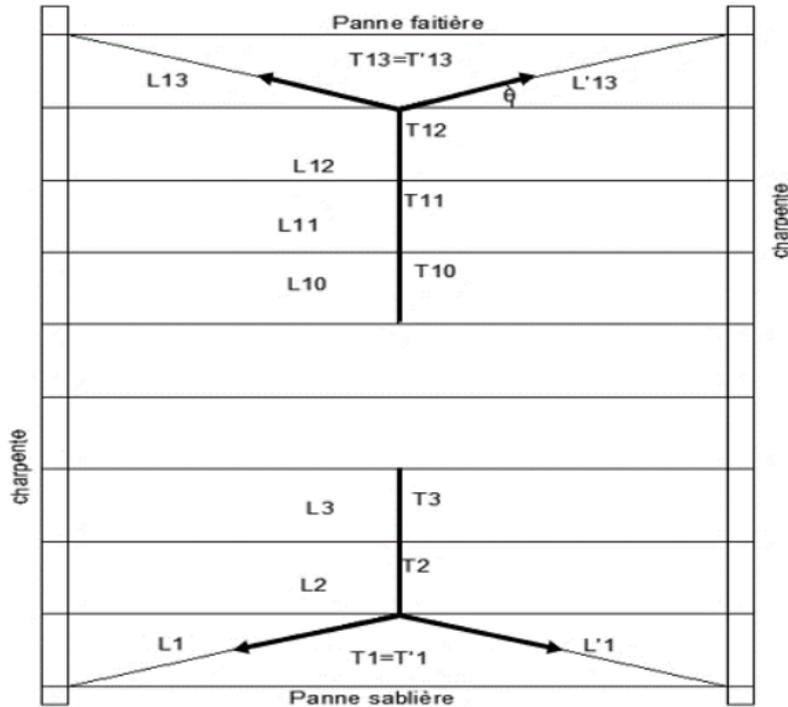


Figure 26: Disposition des liernes sur la charpente

V.2.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

La réaction R au niveau du lierne est déterminée par la formule suivante :

$$R = 1.25 \frac{Q_y \times l}{2}$$

Avec :

L la portée de la panne d'une valeur de 8.95m

Q_y , la charge agissante sur la panne à l'ELU selon l'axe y.

$$Q_y = 33.23 \text{ daN/m}$$

Donc $R = 185.88 \text{ daN}$

V.2.2. Calcul des efforts dans les différents tronçons

- Effort de traction T1 dans le tronçon de lierne L1

$$T_1 = \frac{R}{2} = 92.94 daN$$

- Effort de traction T2 dans le tronçon de lierne L2

$$T_2 = R + T_1 = 278.82 daN$$

- Effort de traction T3 dans le tronçon de lierne L3

$$T_3 = R + T_2 = 464.7 daN$$

- Effort de traction T4 dans le tronçon de lierne L4

$$T_4 = R + T_3 = 650.58 daN$$

- Effort de traction T12 dans le tronçon de lierne L12

$$T_{12} = 2323.5 daN$$

- Effort de traction T13 dans le tronçon de lierne L13

$$T_{13} = \frac{T_{12}}{2 \times \sin \theta}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1.3}{4.48} \right) = 16.18^\circ$$

$$T_{13} = 4169.12 daN$$

V.2.3. Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est le tronçon L13. La lierne étant un élément tendu, le dimensionnement doit vérifier la formule suivante.

$$T_{13} \leq N_{pl,rd}$$

Avec $N_{pl,rd}$ la résistance plastique de la section brute.

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$T_{13} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{T_{13} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{4169.12 \times 1.1}{2750}$$

$$A \geq 1.67 cm^2$$

A étant la section d'une barre ronde, nous avons :

$$A = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4}$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 1.67}{\pi}}$$

$$\varnothing \geq 1.45\text{cm}$$

Nous choisissons des barres rondes de diamètre $\varnothing = 15\text{mm}$

V.3. Dimensionnement des lisses de bardage

Tout comme les pannes de la toiture, les lisses de bardage sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

- Résistance à l'ELU
- Condition de flèche.

La pression du vent étant différente sur pignon et sur le long-pan, nous ferons l'étude des lisses les plus chargées sur chaque face.

Pour la conception de notre structure, nous avons utilisé des profilés UAP 150 avec les caractéristiques de mise en œuvre présentées dans le tableau suivant.

Tableau 11: Caractéristiques de mise en œuvre des lisses utilisées pour la conception

Profilé	Poids propre estimé de la lisse	Portée de la lisse	Entraxe entre lisse
UAP150	18daN/m	8,95m	1,30m

Tableau 12: Caractéristiques des profilés UAP 150 [7]

Profilé	h(mm)	b(mm)	d(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	G(kg/ml)	A(cm ²)
UAP 150	150	65	109.0	7	10,3	10,3	18	22,84
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
	796,10	106,10	125	93,26	20,97	38	5,9	2,02

V.3.1. Étude des lisses du long pan

V.3.1.1. Descente de charge sur la lisse

Il s'agit :

- De la charge permanente G qui est la somme du poids du bardage et celui de la lisse
- De la surcharge climatique, le vent.

Tableau 13: Charges et surcharges agissantes sur la lisse

Charges permanentes G		Surcharges climatiques V _e	
Poids du bardage et accessoires	10 daN/m	Vent normal	V _n = 59,85 daN/m
G = 28 daN/m		Vent extrême	V _e = 1,75V _n = 104,74 daN/m

V.3.1.2. Détermination des sollicitations

Les lisses, sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, et elles sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

Les calculs dans robot nous donnent un moment nul autour de l'axe Y sous la combinaison à l'ELU. La valeur du moment autour de l'axe Z (figure 24) est de $M_z = 352,65 \text{ daN.m}$. Le calcul sera donc effectué en flexion simple sous le moment M_z .

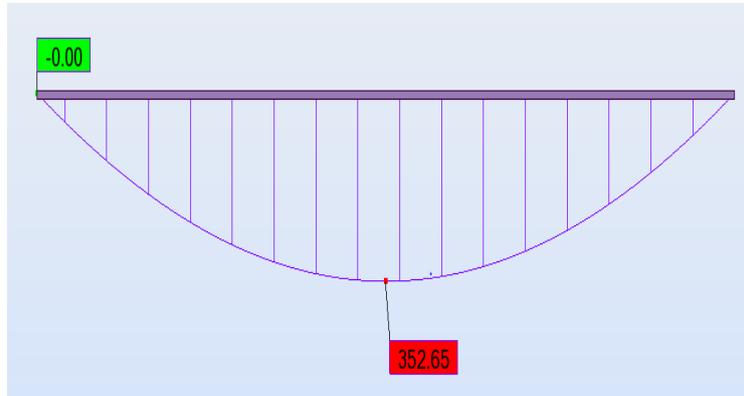


Figure 27: Diagramme du moment fléchissant M_z autour de l'axe z-z sous la combinaison ELU

Après calcul informatique, on remarque que le profilé UPA150 remplit les conditions de résistance à l'ELU, mais a une flèche f supérieure à la flèche admissible (figure 25).

$$f = 11,1 \text{ cm} > \frac{l}{200} = 4,48 \text{ cm}$$

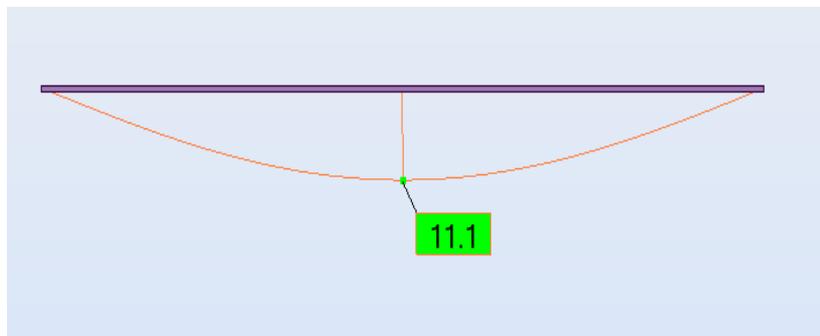


Figure 28: Déformée de la lisse UAP150 sous la combinaison ELS

Le profilé UAP150 s'est donc avéré insuffisant après calcul informatique. Etant donnée la portée importante de la lisse, nous choisissons d'augmenter sa section afin de diminuer la déformation.

Le logiciel ROBOT Structural Analysis, nous propose en remplacement, un profilé UAP200 avec les caractéristiques suivantes (tableau 14).

Tableau 14: Caractéristiques des profilés UAP 200 [7]

Profilé	h(mm)	b(mm)	d(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	G(kg/ml)	A(cm ²)
UAP 200	200	75	154	8	11.5	11.5	25	31,98
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
	1946,00	194,60	230	168,70	32,13	58,30	7,8	2,3

V.3.1.3. Vérification de la condition de flèche

La condition de flèche est vérifiée si :

$$\frac{5}{384} \times \frac{V_e}{EI} \times l^4 \leq \frac{l}{200}$$

Avec V_e la valeur du vent extrême sur la lisse.

La flèche maximale obtenue f=1.6cm (figure 26) satisfait les conditions de flèche.

$$f = 1.6cm < \frac{l}{200} = 4.48cm$$



Figure 29: Déformée de la lisse UAP200 sous la combinaison ELS

Les conditions de flèche et de résistance étant vérifiées, on en conclut que le profilé UAP200 est idéal pour les lisses du long pan.

V.3.2. Étude des lisses sur pignon

Les lisses sur pignon seront dimensionnées et étudiées de la même façon que celles sur le long pan. La portée de la lisse la plus chargée sur pignon correspond à la distance entre le poteau central du portique et le poteau de rive. Cette portée est de 12m. Les profilés sont livrés avec des longueurs maximales de 6m. Nous prévoyons donc pour les lisses ayant une portée supérieure à 6m, un assemblage de deux profilés minimums.

Tableau 15: Charges et surcharges agissantes sur la lisse

Charges permanentes G		Surcharges climatiques Ve	
Poids du bardage et accessoires	10 daN/m	Vent normal	$V_n = 37,43 \text{ daN/m}$
$G = 28 \text{ daN/m}$		Vent extrême	$V_e = 1,75V_n = 65,50 \text{ daN/m}$

Les calculs dans robot nous donnent un moment nul autour de l'axe Y sous la combinaison à l'ELU. La valeur du moment autour de l'axe Z est de $M_z = 1111,54 \text{ daN.m}$ (figure 27). Le calcul sera donc effectué en flexion simple sous le moment M_z .

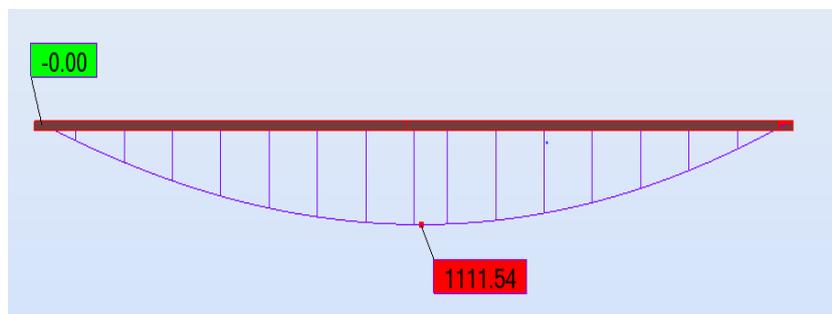


Figure 30: Diagramme du moment fléchissant M_z autour de l'axe z-z sous la combinaison ELU

Après calcul, le profilé UAP150 est insuffisant. Le logiciel nous propose à la place des HEA200 avec une déformation de 5.2cm

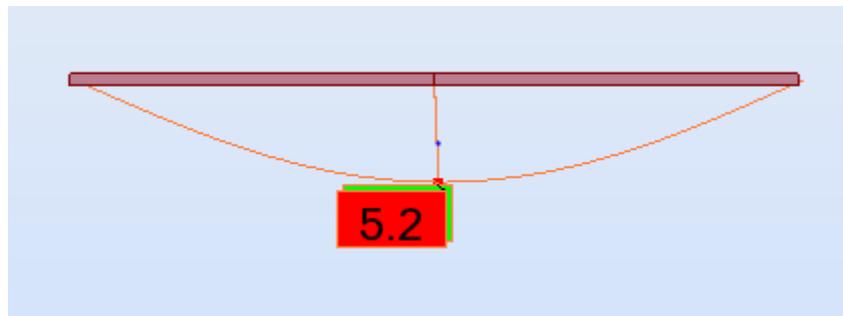


Figure 31: Déformée de la lisse HEA200 sous la combinaison ELS

Tableau 16: Caractéristiques des profilés HEA200 [5] [7]

Profilé	h(mm)	b(mm)	d(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	G(kg/ml)	A(cm ²)
HEA 200	190	20	154	7	10	11.5	25	40,0
	I_y (cm ⁴)	W_{ely} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{elz} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)
	3692,16	388,65	230	1335,51	13355	58,30	7,8	2,3

En conclusion, nous retenons :

- Les UAP200 pour les lisses sur long pan
- Les HEA200 pour les lisses sur pignon

Le détail de calcul et de vérification de la lisse la plus chargée est présentée en **annexe 3**.

V.4. Les contreventements supérieurs

Les contreventements reçoivent les charges du vent exercées sur les pignons. Leur dimensionnement se fait comme suit.

V.4.1. Calcul de la charge du vent sur les contreventements

La force exercée par le vent sur les contreventements supérieurs est déterminée comme suit :

$$F = V_e \times S$$

Avec S la surface sur laquelle s'exerce la charge du vent et V_e la charge du vent extrême.

$$F = 1.75 \times 28.78 \times 68,1$$

$$F = 3429,86 \text{ daN}$$

Cet effort F se décompose selon une force T de traction reprise par la diagonale et une force N de compression transmise aux poteaux.

V.4.2. Vérification de la section de la diagonale

$$N_{sd} = 1,5F_d \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{1,5F_d \times 1,1}{A \times f_y}$$

$$F_d = \frac{F}{\cos \alpha} = \frac{3429,86}{\cos 34,2} = 4146,95 \text{ daN}$$

$$1,5F_d = 5144,79 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{1,5F_d \times 1,1}{f_y} = 2,06 \text{ cm}^2$$

Une cornière **L50×50×5 avec A=4,78cm²** est idéale pour la charpente.

V.5. Étude du portique le plus chargé de la charpente

La géométrie détaillée du portique est illustrée comme suit :

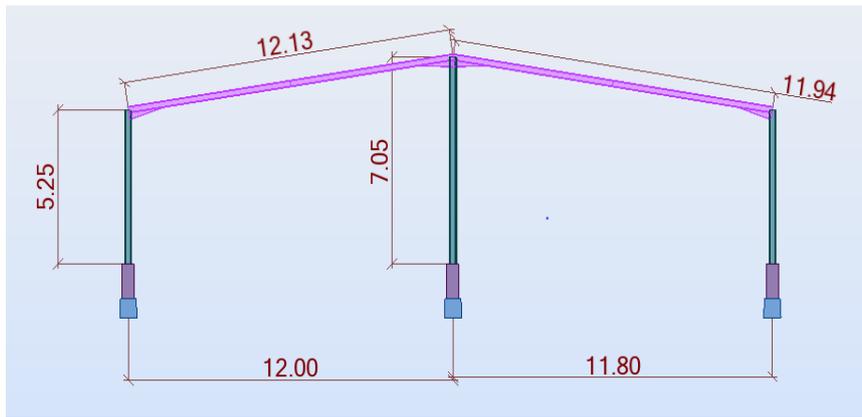


Figure 32: Géométrie détaillée du portique le plus chargé

V.5.1. Descente des charges sur le portique

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

Toutes ses charges sont générées et prises en compte par le logiciel Robot lors du dimensionnement.

V.5.1.1. Charge permanente

Elle comprend :

- Poids propre des barres : Pris en compte après modélisation par le logiciel ROBOT Structural Analysis lors du calcul.
- Charges venant de la toiture et des pannes : Également pris en compte par le logiciel

V.5.1.2. Charge d'exploitation

Les charges d'exploitation, tout comme les charges permanentes seront également prises en compte par le logiciel.

V.5.1.3. Charge du vent

Lors de la réalisation du modèle de la structure, nous avons généré les charges du vent utilisées pour le dimensionnement grâce aux paramètres prédéfinies dans le chapitre 4. Nous utiliserons les charges de vent générées pour les angles de 90° et 180°.

V.5.2. Combinaison d'action

Les combinaisons de charges relatives aux calculs de résistance et de stabilité sont :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + 1.5W_1$
- $G + 1.5W_2$

Avec G la charge permanente, Q la charge d'exploitation et W la charge du vent.

Les combinaisons de charges relatives aux vérifications de déformation sont :

- $G+Q$
- $G+W_1$
- $G + W_2$

V.5.3. Sollicitations M, N et T

Dans cette section, nous présenterons les valeurs les plus défavorables des moments fléchissant, des charges axiales et des efforts tranchants après calcul pour chaque combinaison.

Tableau 17 : Valeurs des sollicitations les plus défavorables

Combinaisons	Barres	Effort axial en daN		Effort tranchant en daN	Moment fléchissant en da N.m
		Compression	Traction		
1.35G+1.5Q	Traverses 1		1962.26		4130.97
	Traverses 2		1869.59	4399.75	4772.08
	Poteau 1		5292.17	-1990.66	-6466.44
	Poteau 2		10758.21	1904.53	7069.31
G + 1.5W₁	Traverses 1	-2130.58			-2020.01
	Traverses 2	-3259.29		1157.70	-1826.26
	Poteau 1	-1866.80		1636.32	716.17
	Poteau 2	-2381.78		-2660.52	-3977.57
G + 1.5W₂	Traverses 1	-1331.61			6172.71
	Traverses 2	-925.76		2801.99	4656.97
	Poteau 1	-2722.52		1818.90	4656.97
	Poteau 2	-1883.34		-872.74	-2461.00

V.5.4. Dimensionnement des traverses

D'après le tableau précédent, on remarque que

- Les valeurs de l'effort axial de compression sont maximales sous la combinaison **G + 1.5W₂** avec W₂ la charge du vent provenant d'un angle de 180°
- L'effort tranchant et le moment fléchissant dans les barres ont une valeur maximale sous la combinaison **1.35G+1.5Q**.

Les traverses seront dimensionnées afin de résister aux différentes sollicitations citées plus haut.

Le risque de déversement des traverses sera négligé parce qu'on considère que les pannes posées sur elles contribuent largement à leur stabilité latérale.

Après dimensionnement informatique, le profilé HEA200 utilisé lors de la conception s'est avéré insatisfaisant. Le logiciel nous propose à la place des profilés HEA240.

V.5.4.1. Vérification de la flèche des traverses

Cette vérification est faite à l'ELS. La flèche la plus défavorable a été obtenue sous la combinaison **G + Q** avec une valeur de $f=2.3\text{cm}$ (figure 32). On vérifie que :

$$f = 2.3\text{cm} < \frac{L}{200} = 6,07\text{cm}$$

La flèche est donc acceptable. Nous gardons les profilés HEA240 pour les pannes.

Les notes de calcul sont présentées en **annexe 4**.

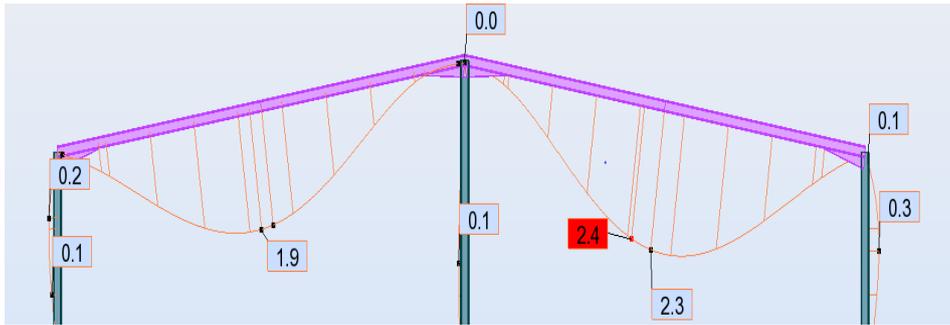


Figure 33: Diagramme de la déformée de la traverse

V.5.5. Dimensionnement des poteaux

Les valeurs des sollicitations les plus défavorables dans les poteaux sont obtenues pour la combinaison $1.5G + 1.35Q$: Il s'agit du moment fléchissant et de l'effort de traction axial.

- L'effort axial de compression le plus défavorable est obtenues sous la combinaison $G + 1.5W_1$.

Lors du dimensionnement des poteaux, nous tiendrons compte du risque de flambement des poteaux.

Les HEA 260 choisis préalablement sont satisfaisants après calcul dans le logiciel.

V.5.5.1. Vérification du déplacement en tête des poteaux

D'après l'Eurocode 3 [7], le déplacement en tête de poteau ne doit pas dépasser $\frac{L}{300}$. Nous obtenons après vérification un déplacement $f=1.8\text{cm}$ en tête de poteau, ce qui est acceptable.

On en conclut que l'utilisation du profilé HEA260 est l'idéale. Les notes de calculs sont présentées en **annexe 5**.

V.6. Etude des assemblages de la structure

Les assemblages doivent être conçus et dimensionnés pour résister aux moments fléchissant, aux efforts normaux et aux efforts tranchants qui leur sont appliqués par les éléments assemblés. Pour notre structure, nous avons choisis les assemblages boulonnés.

En fonction de la configuration de l'assemblage et de la position des boulons, ceux-ci sont sollicités en traction (figure 33), en cisaillement ou en traction et cisaillement combinés (figure 34).

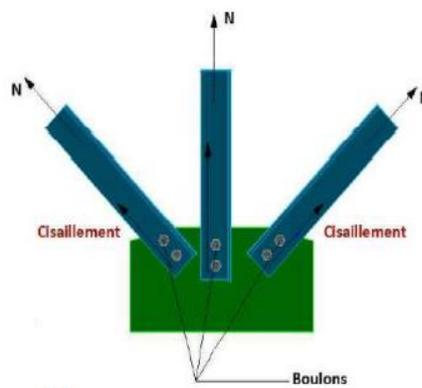


Figure 34: Assemblage sollicité au cisaillement

Source : [3]

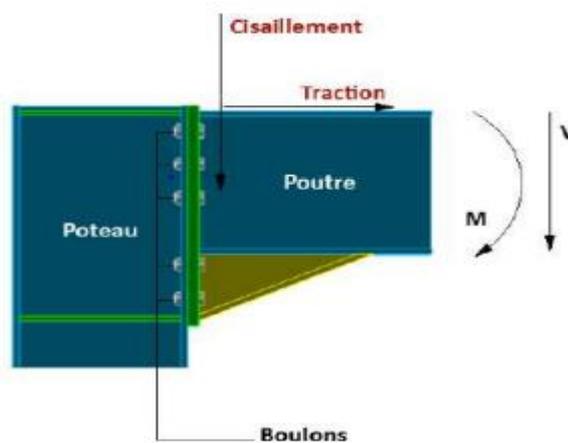


Figure 35: Assemblage sollicité au cisaillement et à la traction

Source : [3]

De ce fait, les vérifications suivantes seront à prendre en compte lors du dimensionnement des assemblages.

Pour les assemblages sollicités au cisaillement

Nous aurons à vérifier :

- La résistance au cisaillement des boulons ;
 - ✓ Pour les boulons de classe 4.6 ; 5.6 et 8.8

$$F_v = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_b}{\gamma M_b}$$

- ✓ Pour les boulons de classe 4.8 ; 5.8 et 10.9

$$F_v = 0.5 \times f_{ub} \times \frac{A_b}{\gamma M_b}$$

Avec :

$A_b = A$: aire de la section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon ;

$A_b = A_s$: aire de la section résistante en traction du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon

- La résistance à la pression diamétrale des pièces

La pression entre le fût du boulon et le matériau des pièces assemblées, peut conduire à une ruine par arrachement due à une déformation excessive du plat aux alentours du trou.

La résistance de calcul à la pression diamétrale d'un boulon est donnée par :

$$F_B = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma M_b}$$

Avec :

- ✓ d , le diamètre nominal du boulon ;
- ✓ t , l'épaisseur du plat assemblé et ;
- ✓ α , la plus petite des valeurs suivantes :

$$\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0$$

Pour les assemblages sollicités à la traction

La résistance en traction des boulons vaut :

$$F_T = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma M_b}$$

Pour les assemblages sollicités au cisaillement et à la traction

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement V et de traction T, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1.4F_T} \leq 1$$

Tableau 18 : Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons. [7]

Classe	4.6	4.8	5.8	6.8	5.6	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

V.6.1. Assemblage traverse-poteau

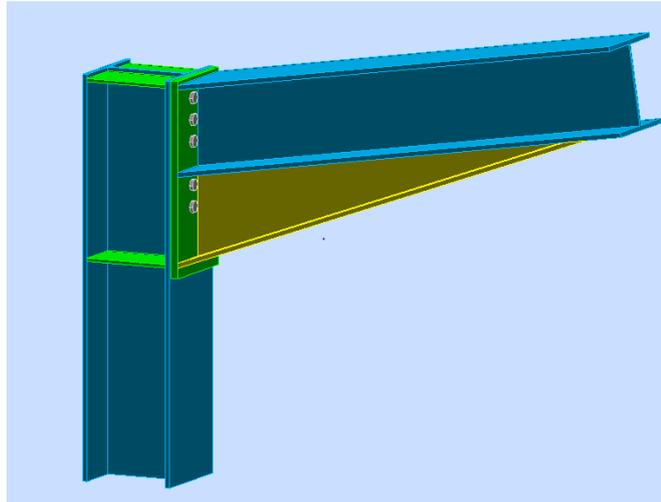


Figure 36: Assemblage poteau-traverse

Les assemblages poteau-traverse transmettent un moment de flexion et un effort tranchant. De ce fait, il apparaît trois zones de transmission d'efforts élémentaires illustrées à la figure ci-dessous.

Ces trois zones de distribution élémentaires d'efforts constituent des zones critiques de l'assemblage qu'il est possible de renforcer. Pour cette raison, nous utilisons des raidisseurs pour augmenter la résistance des composantes de l'assemblage.

On supposera pour le dimensionnement de cet assemblage que :

- L'âme du poteau reprend la majeure partie de l'effort tranchant
- Les efforts de traction et de compression dus au moment de flexion sont transmis à la semelle du poteau.

V.6.1.1. Efforts appliqués sur l'assemblage

Au niveau de l'assemblage, on a les efforts maximaux suivants :

- Moment fléchissant : $M = 7069,31 \text{ daN.m}$
- Effort axial : $N = -1904,53 \text{ daN}$
- Effort tranchant : $V = 4741,17 \text{ daN}$

V.6.1.2. Caractéristiques des boulons et de la platine choisis

Platine

- Épaisseur : 20mm
- Hauteur : 400mm
- Largeur : 240mm

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie non filetée des boulons

- Diamètre du boulon : 16mm
- Classe du boulon : 10.9
- Nombre de colonnes de boulons : 2
- Nombre de rangés de boulons : 5
- Résistance du boulon à la traction :

$$F_T = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma M_b}$$

$$F_T = 0.9 \times 1000 \times \frac{157}{1.25} = 11\,304,0 \text{ daN}$$

- Résistance du boulon au cisaillement

$$F_v = 0.5 \times f_{ub} \times \frac{A_b}{\gamma M_b}$$

$$F_v = 0.5 \times 1000 \times \frac{201,06}{1,25} = 8042,4 \text{ daN}$$

V.6.1.3. Vérification de la résistance de l'assemblage

Étant sollicité au cisaillement et à la traction, on vérifie que :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1.4F_T} \leq 1$$
$$0,06 \leq 1$$

Le dimensionnement dans robot, nous donne un ratio de 0.70 ce qui nous permet de dire que cet assemblage est assez résistant pour supporter les charges qui lui seront appliquées.

Les notes de calcul sont présentées en **annexe 6**.

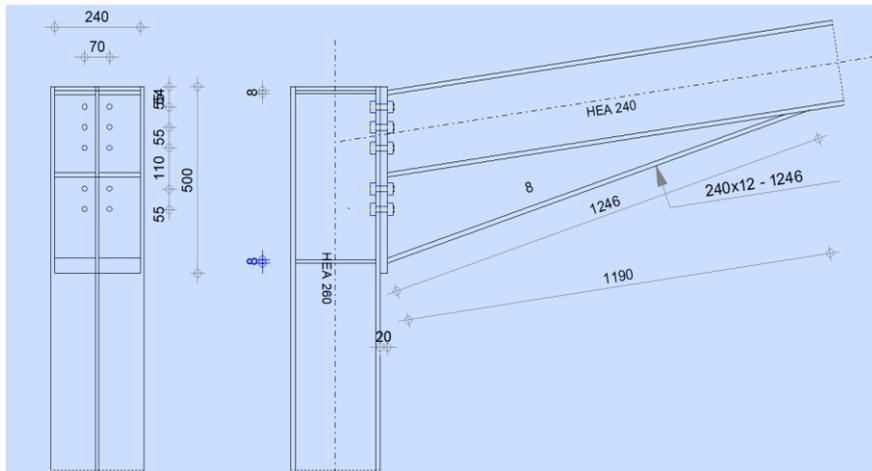


Figure 37: Schéma de l'assemblage traverse-poteau

V.6.2. Assemblage pied de poteau

Il est prévu que les profilés métalliques reposeront sur des massifs en béton armé.

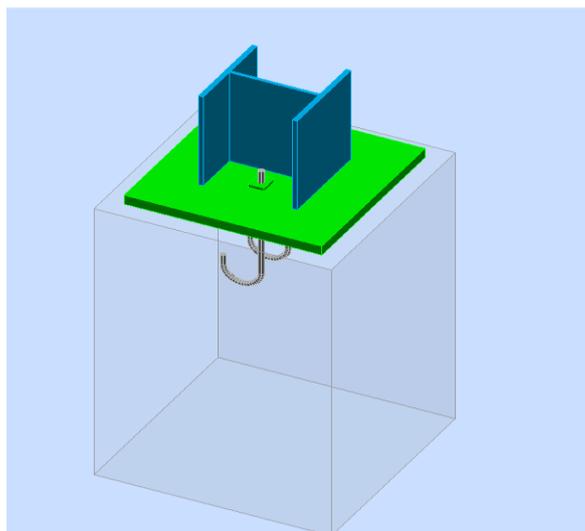


Figure 38: Assemblage pied de poteau articulé

Les poteaux des portiques doivent être conçus et dimensionnés pour résister à :

- L'effort de compression N apparaissant sous la combinaison : $1,35 G + 1,50 Q$;
- L'effort de traction dû aux forces de soulèvement du vent et aux moments fléchissant sous les combinaisons : $G + 1,75 W$.

La pression du vent sur la structure est assez importante ce qui entraîne un moment de flexion assez important au pied des poteaux. Pour cette raison, notre choix s'est porté sur des pieds de poteaux encastres.

Le dimensionnement des pieds de poteaux encastres revient à suivre les étapes suivantes :

- Déterminer la surface de la platine en fonction de l'effort de compression de sorte que la pression de contact reste inférieure à la résistance de calcul en compression du béton ;
- Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction des efforts de flexion apparaissant eu droit de chaque ligne de pliage ;
- Déterminer les tiges d'ancrage (diamètre, ancrage, courbure), en fonction des efforts de traction engendrés par le moment en pieds dû à l'encastrement et le soulèvement au vent ;
- Déterminer la bêche capable de résister aux efforts de cisaillement apparaissant sous les combinaisons les plus défavorables.

V.6.2.1. Dimensionnement pied de poteau

Efforts appliqués sur l'assemblage

Au niveau de l'assemblage, on a les efforts maximaux suivants :

- Effort axial de compression : $N = -3040.10 \text{ daN}$
- Effort tranchant : $V = 24.56 \text{ daN}$

Détermination de la surface de la platine

Elle doit être déterminée de sorte que, la contrainte admissible du béton du massif de fondation ne soit pas dépassée.

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} \leq f_{bu}$$

- a et b sont les dimensions en plan de la plaque avec a=550mm et b=520mm
- $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

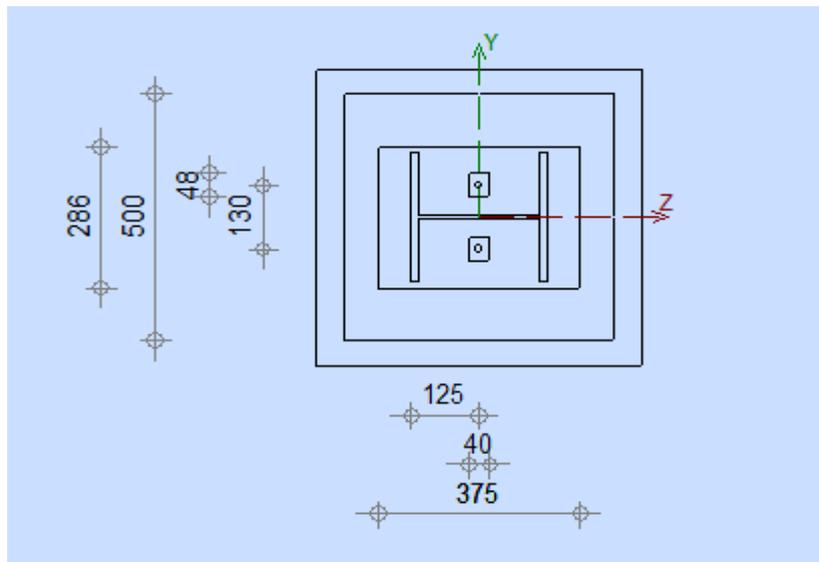


Figure 39: Dimensions de la platine

$$\sigma = \frac{3040.10}{550 \times 520} = 0.01 \text{ N/mm}^2 < f_{bu}$$

Les dimensions de la platine sont donc acceptables.

Épaisseur de la platine

A priori on adoptera une platine avec une épaisseur de 5cm. Les contraintes admissibles de flexion au droit des lignes de pliage.

Les tiges d'ancrages

A priori, nous choisissons des goujons de diamètre 16mm et de classe 8.8.

Le dimensionnement dans robot nous donne un ratio de 0,47. Les dimensions choisies pour l'assemblage pied de poteau sont donc acceptables et les détails présentés en **annexe 7**.

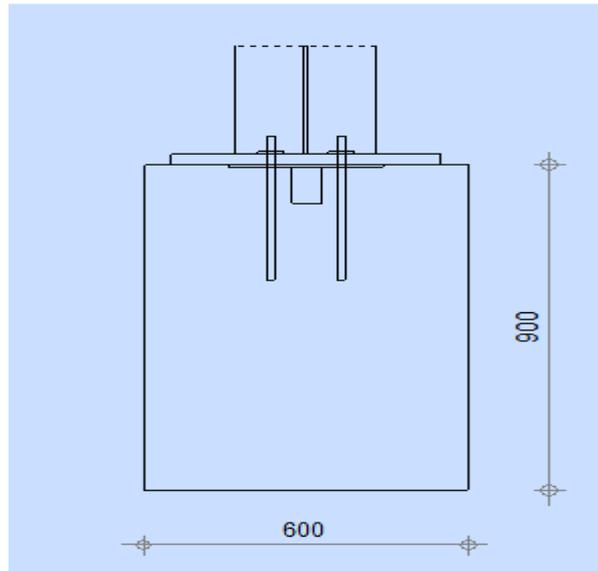


Figure 40: Schéma pied de poteau articulé

V.6.3. Assemblage panne-traverse

Les pannes sont reliées aux traverses par des échantignoles. Le principal effort de résistance est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

Dimensionnement de l'échantignole

Dans un premier temps, nous allons déterminer le moment de renversement par la formule suivante :

$$M_R = \frac{W_{el} \times 8,95}{2} \times t$$

L'excentricité t est limité par la condition $b \leq t \leq 1.5b$

La panne adéquate pour notre structure est une panne IPE180 avec $b=91\text{mm}$. Donc nous prenons $t = 10\text{cm}$.

$$M_R \leq \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{M_R \times \gamma_{mo}}{f_y}$$

$$W_{pl,y} = \frac{a \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times 6}{a}} = 0,68 \text{ mm}$$

On retiendra pour les échantignoles une platine d'épaisseur 10mm, de longueur 100mm et de largeur 20mm.

V.6.4. Assemblage du poteau central avec les deux traverses

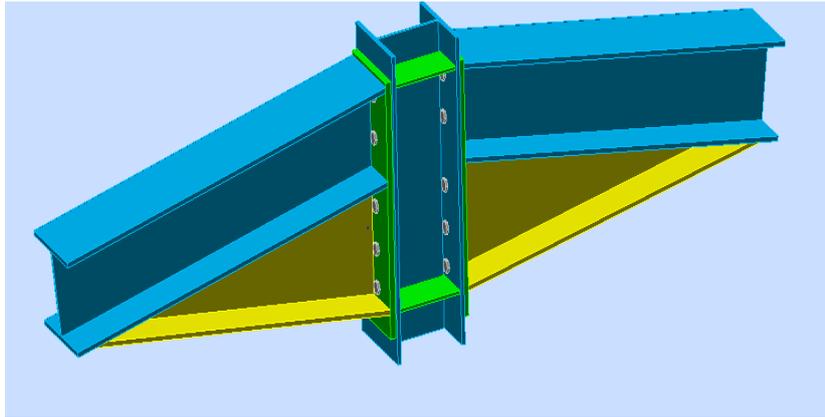


Figure 41: Assemblage Traverses poteau central

V.6.4.1. Dimensionnement dans robot

Efforts appliqués sur l'assemblage

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

- ✓ Le côté droit
 - Moment fléchissant : $M = 10521,41 \text{ daN.m}$
 - Effort normal : $N = -2637,03 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $V = 4133,07 \text{ daN}$
- ✓ Le côté gauche
 - Moment fléchissant : $M = 9982,20 \text{ daN.m}$
 - Effort normal : $N = -1058,06 \text{ daN}$
 - Effort tranchant : $V = 4599,11 \text{ daN}$

Caractéristiques des boulons et de la platine choisis

- ✓ Platine

- Épaisseur : 20mm
- Hauteur : 600mm
- Largeur : 240mm
 - ✓ Boulons
- Diamètre du boulon : 16mm
- Classe du boulon : 8.8
- Nombre de colonnes de boulons : 2
- Nombre de rangés de boulons : 5

On considère que le cisaillement passe par la partie non filetée des boulons.

Après calcul dans robot, on remarque que cet assemblage est suffisant pour la structure avec un ratio de 0,90. La note de calcul de dimensionnement est présentée en **annexe 8**.

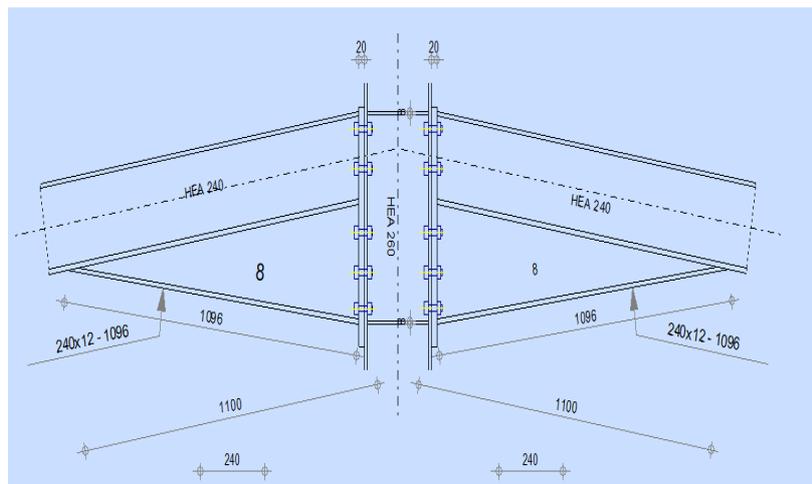


Figure 42: Schéma de l'assemblage des traverses avec les poteaux centraux.

Source : Robot Structural Analysis

Grâce au dimensionnement les différents types de profilés ainsi que les assemblages nécessaires pour la réalisation de la charpente ont été identifiés. On remarque par la même occasion que la stabilité de la structure est assurée.

Dans la suite, nous dimensionnerons la fondation sur laquelle viendra se poser l'ossature métallique.

Chapitre VI. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES EN FONDATION

Les ouvrages en fondation sont entièrement en béton armé. Notre étude se basera sur les éléments les plus chargés et sera effectuée sur **Robot Structural Analysis**.

Rappel des caractéristiques du béton utilisé

- Fissuration : Préjudiciable
- Acier : Fe400
- Enrobage : 5cm en infrastructure et 3cm en superstructure
- Résistance Caractéristique du béton : $f_{c28}=25\text{MPa}$
- Poids volumique : 25kg/m^3 .

VI.1. Les longrines

La longrine est une **poutre rectangulaire en béton armé** qui permet de répartir les charges des murs et les transférer vers les appuis sur lesquels elle repose (fondations ponctuelles de type plots ou semelles isolées, voire pieux ou micropieux). Elle est sollicitée en flexion simple c'est-à-dire que sous l'effet des charges qu'elle recevra, sa partie supérieure sera comprimée et sa partie inférieure tendue.

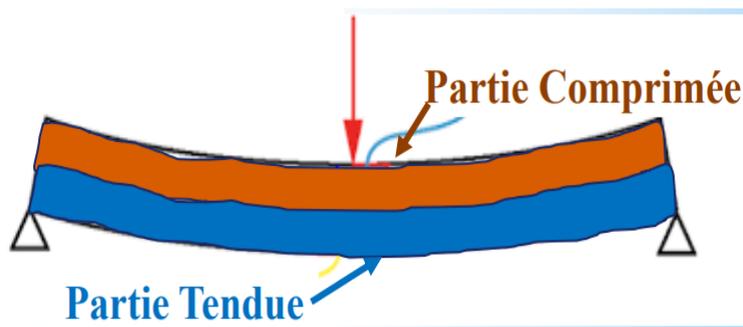


Figure 43: Poutre sollicitée à la flexion simple

Source : [9]

VI.1.1. Principe de dimensionnement de la longrine

Le dimensionnement des longrines se fera à l'État Limite Ultime et à l'État Limite de Service. Le dimensionnement aux états limites ultimes a pour objectif de déterminer les sections d'acier $A_{st}(u)$ et $A_{sc}(u)$ qu'il faut placer dans la section afin d'équilibrer le moment fléchissant ultime M_u .

Le dimensionnement aux états limites ultimes sera suivi d'une vérification aux états limites de service afin de vérifier que l'état limite de compression du béton ainsi que l'état limite d'ouverture des fissures sont respectés.

VI.1.2. Prédimensionnement de la longrine

Pré-dimensionner une poutre c'est estimer sa section (S) c'est-à-dire sa largeur ou base « b_0 » et sa hauteur « h » en fonction de sa portée « L ».

La longrine repose sur plus de deux appuis et sera donc pré dimensionnée comme étant une poutre continue. Avec $L = 850cm$

La hauteur h de la longrine

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}$$

$$h = 50cm$$

La base b_0 de la longrine

$$0,27h \leq b_0 \leq 0,405h$$

$$b_0 = 20cm$$

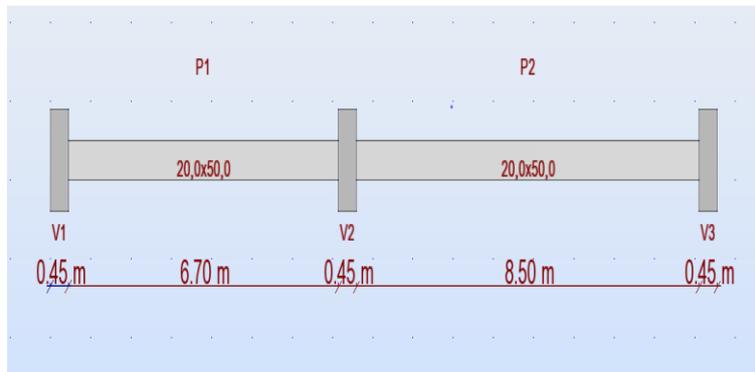


Figure 44: Longrine la plus chargée de la fondation

VI.1.3. Descente de charges sur la longrine

Il s'agit :

- De la charge d'exploitation prise en compte par le logiciel;
- Du poids propre de la longrine prise en compte par le logiciel;
- De la charge générée par les murs et les chaînages estimée à 985.50daN/m.

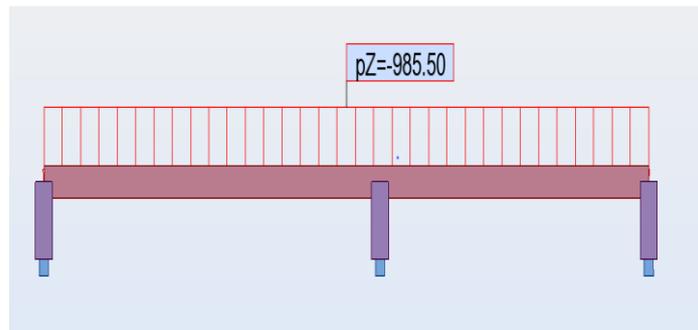


Figure 45: Charge linéaire des murs

VI.1.4. Détermination des sollicitations

Le calcul sera fait dans un premier temps à l'ELU. Les sollicitations obtenues en **daN.m** pour les moments fléchissant et en **daN** pour les efforts tranchants sous la combinaison à l'ELU sont présentées sur les diagrammes des efforts suivants.

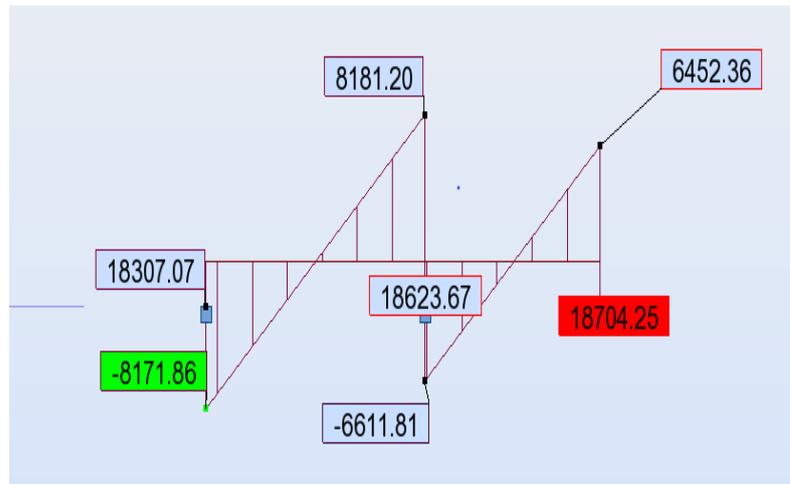


Figure 46: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

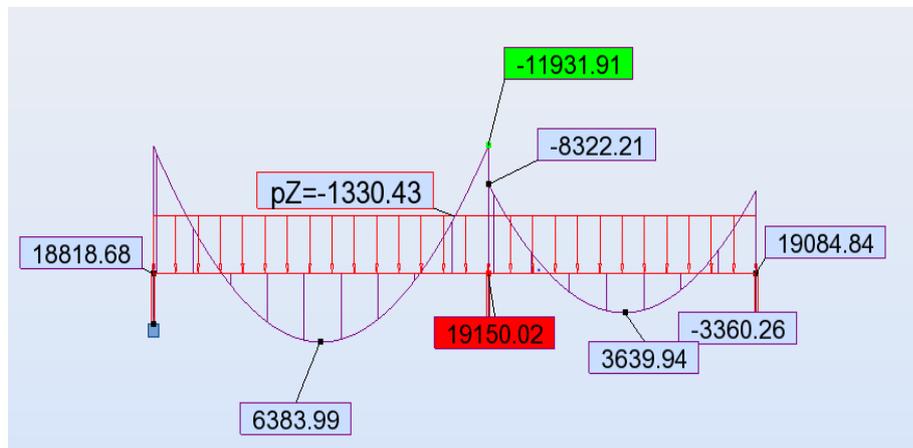


Figure 47: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

Le moment maximal $M_u = 6383,99 \text{ daN.m}$ sera utilisé pour le calcul béton armé de la longrine.

VI.1.5. Dimensionnement des longrines dans robot

Calcul du moment réduit μ_l

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

Pour Fe400, on $\alpha_l = 0.67$ Donc : $\mu_l = 0.39$

Calcul du moment adimensionnel

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_o \times (0.9h)^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,11$$

On remarque que $\mu_u < \mu_l$, on aura donc besoin que d'aciers tendus.

Le dimensionnement dans Robot Structural Analysis nous indique que la section de béton est insuffisante. Dans ce cas, nous augmentons la section de la poutre avec $h=85\text{cm}$ et $b=60\text{cm}$.

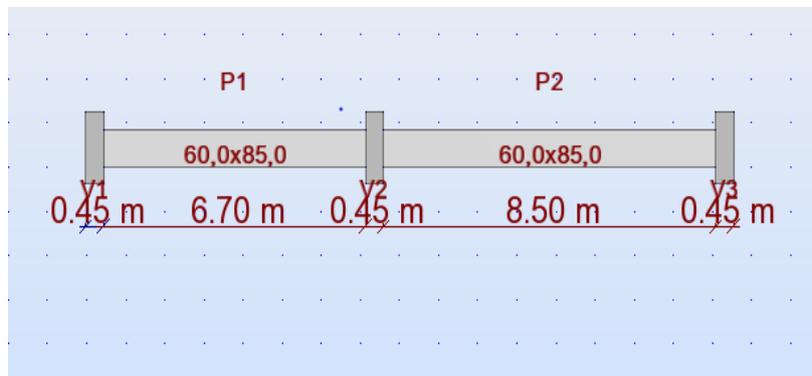


Figure 48: Nouvelle section de la longrine

Les choix d'acier suivants ont été fait :

- En travée, 14 HA12 totalisant une section de $15,83 \text{ cm}^2$.

Une coupe transversale et longitudinale présentant la disposition du ferrailage est représentée en **annexe 9**.

VI.2. Les massifs et semelles isolées

Les profilés sont encastrés dans des massifs qui transmettront les charges aux semelles qui à leur tour les transmettront au sol de fondation.

Le dimensionnement des massifs se fera au même moment que celui des semelles dans robot structural Analysis.

Les semelles seront dimensionnées par la méthode des bielles selon :

- Le DTU 13.12 pour les calculs géotechniques;
- L'EUROCODE 2

Charges dimensionnantes

Ces charges sont prises en compte et générées par robot après étude de la structure métallique et exposées en annexe.

Les semelles seront dimensionnées pour résister au soulèvement et au renversement engendrés par les charges du vent et les charges axiales qu'elles reçoivent. Sous l'action des charges axiales et horizontales engendrées par le vent sur la structure, nous obtenons des **semelles excentrées vers l'extérieur**.

Dimensionnement dans robot

Les résultats suivants sont obtenus pour la section d'acier :

- ✓ Section obtenue après dimensionnement :

Semelle rectangulaire de $1.70 \times 1\text{m}^2$ avec massif haut de 65cm. On remarque qu'une profondeur de fouille plus grande permettra de réduire la section du béton de la semelle.

- ✓ Aciers inférieurs

- Sur l'axe X on aura : 8 HA10
- Sur l'axe Y on aura : 13 HA10

- ✓ Aciers supérieurs:

- Sur l'axe X on aura : 8 HA10
- Sur l'axe Y on aura : 7 HA10

En **annexe 10**, nous présenterons le plan de ferrailage de la semelle et les notes de calcul obtenus après dimensionnement dans ROBOT.

Chapitre VII. EVALUATION DU COÛT DU PROJET

L'objectif de l'estimation des coûts est de produire, en fonction de la phase d'avancement du projet, des informations permettant d'établir le budget du projet. Le budget d'un projet est un élément important dans l'étude d'un projet puisque les résultats économiques auront un impact sur la réalisation ou non et sur la conception du projet.

L'estimation du coût du projet est obtenue en tenant compte des éléments résumés dans le tableau ci-après. Les détails des différents éléments figurant dans l'estimation du coût du projet sont en **annexe11**.

Tableau 19: Estimation du cout du projet

N°	DESIGNATION	MONTANT PARTEIL en FCFA
1	Implantation	1 141 636
2	TERRASSEMENT	6 544 167
3	MACONNERIES-BETON	79 961 824
4	ENDUITS-REVÊTEMENTS	41 063 091
5	ENDUITS LISSES - PEINTURE	10 546 790
6	MENUISERIE- BOIS-METALLIQUES-ALU VITRERIE y compris huisserie, serrure vernis ou peinture de sécurité et toutes sujétions	23 910 507
7	ETANCHEITE	979 792
8	CHARPENTE-COUVERTURE	67 523 764
TOTAL RDC		231 671 571
MONTANT TOTAL TTC		273 372 454

CONCLUSION

A travers ce projet, portant sur l'étude technique de la charpente métallique de l'espace logistique de la garde républicaine de Cotonou, nous avons non seulement apporté notre savoir-faire dans le domaine de la construction métallique mais aussi approfondis nos connaissances sur le sujet. L'étude entièrement réalisées avec des outils adéquats, a permis d'identifier les caractéristiques des éléments et profilés nécessaires pour la réalisation de la charpente tout en assurant sa stabilité vis-à-vis des charges auxquelles elle est soumise. Nous notons que l'acier présente une solution très économique grâce à ses performances mécaniques. Par ailleurs, il peut également avoir des inconvénients qui sont particulièrement dus soit à une mauvaise conception de l'ensemble ou à une mauvaise connaissance des phénomènes d'instabilité auxquels il peut être confronté. Tous ces paramètres ont été minutieusement pris en compte au cours de ce travail.

Cependant l'utilisation de plusieurs autres matériaux très compétitifs comme le bois ou le béton précontraint peut être également étudié afin d'apporter d'autres alternatives à la construction d'ouvrages de grande portée.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] D. Lahlou, Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'Eurocode 3, Office des publications universitaires .

- [2] C. Cours, Généralités sur les structures en charpente métallique.

- [3] T. M. Charly, «Conception et dimensionnement selon les eurocodes de la charpente métallique d'une salle de spectacle de 1000 places à Cotonou,» 2012.

- [4] Conception et calcul des structures selon l'EUROCODE 3.

- [5] AFNOR, EUROCODE 1 " Base de calcul et actions sur les structures", Avril 1996.

- [6] Règles Neige et Vent NV65.

- [7] AFNOR, EUROCODE 3 " Calcul des Structure en acier", Saint Denis , 1999.

- [8] Catalogue des profilés.

- [9] Anonyme, Chap 3. Calcul des pannes selon l'Eurocode 3.

- [10] P. A. Messan, Béton Armé 2 2iE.

- [11] J. Morel, Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, Lyon , 2005.

[12] J. T. s. future, Cahier des charges techniques, France .

[13] D. Didier, M. L. BRAZIDEC, P. Nataf et J. Thiesset, Conception, mise en oeuvre, normalisation, NATHAN.

[14] Règles BAEL 91 révisés 99 "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites", CSTB, 2007.

Annexe1 : Étude au vent de la structure	I
Annexe 2 : Note de calcul de la panne.....	XII
Annexe 3 : Note de calcul de la lisse sur le long pan	XIV
Annexe 4 : Note de calcul des traverses	XVI
Annexe 5: Note de calcul des poteaux.....	XVIII
Annexe6: Note de calcul Assemblage traverse-poteau	XX
Annexe 7 : Note de calcul assemblage pied de poteau	XXIV
Annexe 8 : Note de calcul du poteau central de portique	XXVIII
Annexe 9: Etude de la longrine la plus chargée	XXXIV
Annexe 10: Semelle isolée.....	XXXVIII
Annexe 11 : Evaluation du coût financier du projet.....	XLIII
Annexe12 : Vue en plan de l'espace logistique.....	XLVIII
Annexe 13 : Détails de la charpente métallique	XLIX
Annexe 14 : Vue en plan fondation (implantation des semelles)	XLIXI

Annexe1 : Étude au vent de la structure

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Lors du dimensionnement de l'ouvrage nous devons donc tenir compte des actions du vent auxquelles le bâtiment pourrait être soumis au cours de sa durée de vie. La vitesse locale du vent dépend :

- Du lieu;
- De la hauteur au-dessus du sol du bâtiment;
- Du type de terrain que celui-ci rencontre sur sa trajectoire.

Le vent exerce des pressions sur les parois du bâtiment, ce qui engendre des forces perpendiculaires sur la construction qui dépendent :

- De la forme du bâtiment;
- Des dimensions du bâtiment;
- De la rigidité;
- Des ouvertures du bâtiment;
- Et son environnement immédiat.

Le projet est réalisé sur un **site normal** avec une vitesse moyenne estimée à **26m/s** fournit par le service météorologique du Bénin.

Données sur le bâtiment

Longueur : a= 45.90m

Largeur : b= 23.80m

Hauteur : 7.25m

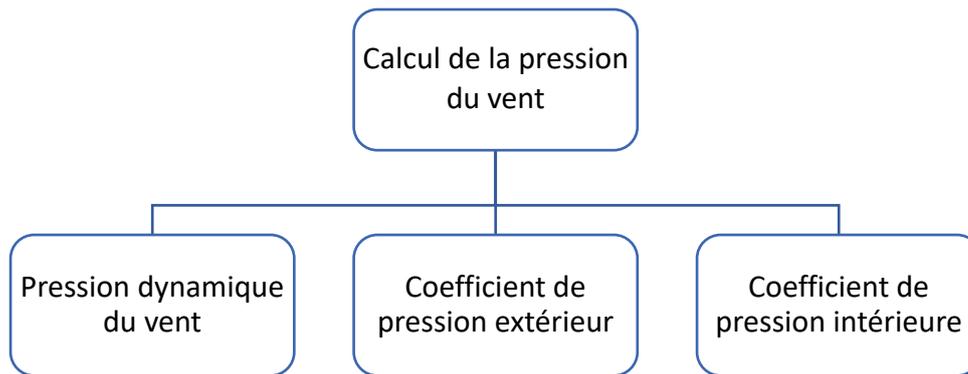


Figure 49: Organigramme du processus de l'étude du vent

La pression statique du vent est donnée par la formule :

$$p = q_h * k_s * k_m * C_r * \delta \text{ KN/m}^2$$

- q_h : la pression dynamique agissant à la hauteur.
- k_m : coefficient de masque.
- k_s : coefficient d'effet de site.
- δ : coefficient d'effet de réduction.
- C_r : coefficient de pression résultante

VII.1.1. Pression dynamique du vent à la hauteur

C'est la pression exercée sur une surface plane normale au vent telle que la vitesse du vent s'annule. Elle est donnée par la formule suivante :

$$q_h = 2.5 * \frac{H + 18}{H + 60} * q_{10}$$

Avec

- q_{10} : Pression dynamique de base normale à 10 m de hauteur (Pa). Elle varie en fonction de la zone géographique.
- H : Hauteur de la structure au-dessus du sol.

La pression dynamique de base normale à 10m est donnée par : $q_{10} = \frac{v^2}{16.3}$

Avec $v = 30m/s$ (vitesse du vent sur le site).

$$q_{10} = \frac{26^2}{16.3} = 0.42KN/m^2$$

La pression dynamique du vent à la hauteur :

$$q_h = 2.5 * \frac{7.5 + 18}{7.5 + 60} * 0.42 = 0.40KN/m^2$$

VII.1.2.Coefficient de pression résultante

Le coefficient de pression résultante C_r est donné par :

$$C_r = C_e - C_i$$

Avec :

- C_e : Coefficients de pressions extérieures
- C_i : coefficients de pressions intérieures

VII.1.2.1. Coefficients de pressions extérieures

Le calcul du coefficient pression extérieure se fait grâce au coefficient γ_0 qui se détermine à partir d'un abaque (figure 16) après calcul du rapport de dimension.

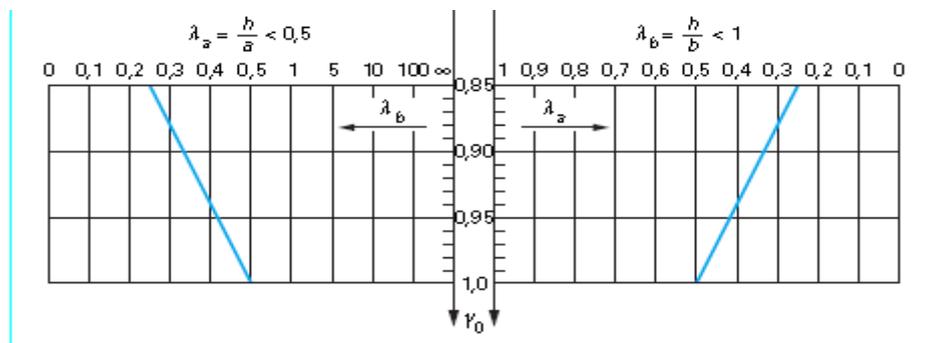


Figure 50: Abaque permettant la détermination de γ_0

Source : Règlement NV65

Calcul du rapport de dimension

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{7.25}{45.90} = 0.16$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{7.25}{24} = 0.30$$

Détermination du coefficient γ_0

- Vent normal à la grande face

$\lambda_a = 0.16 < 0.5$ On détermine γ_0^a par le quadrant inférieur gauche de l'abaque en fonction de λ_b . Donc $\gamma_0^a = 0.88$

- Vent normal à la petite face

$\lambda_b = 0.30 < 1$ On détermine γ_0^b par le quadrant inférieur droit de l'abaque en fonction de λ_a . Donc $\gamma_0^b = 0.85$

Détermination des coefficients de pressions extérieures

- Parois verticales

Vent normal à la petite face AB

- Parois AB (au vent) : $C_e = +0.8$
- Parois BC, CD, AD (sous le vent) :

$$C_e = -(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -(1.3 * 0.85 - 0.8) = -0.31$$

Vent normal à la grande face BC

- Parois BC (au vent) : $C_e = +0.8$
- Parois AB, CD, AD (sous le vent) :

$$C_e = -(1.3\gamma_0^a - 0.8) = -(1.3 * 0.88 - 0.8) = -0.34$$

- Parois inclinées (toitures)

Vent normal à la grande face

$$\alpha = 8.3^\circ \text{ et } \gamma_0^a = 0.88$$

- Versant EF (au vent) :

$$C_e = -2 \left(0.45 - \frac{\alpha}{100} \right) = -2 \left(0.45 - \frac{20}{100} \right) = -0.7$$

- Versant FG (sous vent) :

$$C_e = -0.5 \left(0.60 + \frac{\alpha}{100} \right) = -0.5 \left(0.60 + \frac{20}{100} \right) = -0.3$$

Vent normal à la petite face

$$\alpha = 0^\circ \text{ et } \gamma_0^b = \mathbf{0.85}$$

- Versant EF (au vent) :

$$C_e = -2 \left(0.45 - \frac{\alpha}{100} \right) = -2 \left(0.45 - \frac{0}{100} \right) = -0.9$$

- Versant FG (sous vent) :

$$C_e = -0.5 \left(0.60 + \frac{\alpha}{100} \right) = -0.5 \left(0.60 + \frac{0}{100} \right) = -0.3$$

Les différents coefficients de pression extérieurs trouvés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 20: Coefficients de pressions extérieures sur les parois

	Parois				Versant de toiture	
Parois au vent	AB	BC	CD	AD	EF	FG
AB	+0.8	-0.31	-0.31	-0.31	-0.9	-0.3
BC	-0.34	+0.8	-0.34	-0.34	-0.7	-0.3

VII.1.2.2. Coefficients de pressions intérieures

Les coefficients C_i sur les faces intérieures des différentes parois semi-ouvertes sont déterminés par simple ou double interpolation linéaire en fonction des perméabilités comprises entre 5 % et 35 % entre les coefficients calculés pour la construction considérée ouverte ou fermée.

Calcul des perméabilités des parois $\mu\%$

Pour une paroi donnée, la perméabilité μ est définie comme le rapport entre la somme des surfaces ouvertes de la paroi et la surface totale de la paroi.

- Parois AB

$$\mu\% = \frac{(0.7 * 2.80) * 7 + 2 * 3.27 * 2}{24 * 7.25} = 0.15$$

5% < 15% < 35% donc la paroi est semi – ouverte.

- Parois CB

$$\mu\% = \frac{(0.7 * 1.57) * 2 + 2.50 * 1.50 * 8}{45.90 * 7.25} = 0.10$$

5% < 10% < 35% donc la paroi est semi – ouverte.

- Parois CD

$$\mu\% = \frac{(0.7 * 7.00) + 1.00 * 1.57 * 4}{24 * 7.25} = 0.06$$

5% < 6% < 35% donc la paroi est semi – ouverte.

- Parois AD

$$\mu\% = \frac{(7.59 * 4.00) * 3 + 4.00 * 6.09 *}{45.90 * 7.25} = 0.35$$

$\mu\% = 35\%$ donc la paroi est ouverte.

Détermination des coefficients de pressions intérieures

Considérons le vent normal à la petite face.

- Parois verticales

Cas construction fermée (a)

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.6(1.3 * 0.85 - 0.8) = -0.18 \text{ (Dépression)}$$

On prendra $C_i = -0.20$

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^b) = +0.6(1.8 - 1.3 * 0.85) = +0.42 \text{ (Surpression)}$$

Cas construction ouverte (b)

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.18 \text{ (Dépression)}$$

On prendra $C_i = -0.20$

Cas construction semi-ouverte

Faisons une interpolation entre (a) et (b)

On prendra $C_i = -0.20$

- Toitures

Soit $C_i = -0.20$

Considérons le vent normal à la grande face

- Parois verticales

Cas construction fermée (a)

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.6(1.3 * 0.88 - 0.8) = -0.20 \text{ (Dépression)}$$

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^b) = +0.6(1.8 - 1.3 * 0.88) = +0.40 \text{ (Surpression)}$$

Cas construction ouverte (b)

$$C_i = +0.6(1.3\gamma_0^a - 0.8) = +0.6(1.3 * 0.88 - 0.8) = +0.20 \text{ (Surpression)}$$

Cas construction semi-ouverte

Faisons une interpolation entre (a) et (b)

- Parois AB

$$C_i = -0.20 + (0.20 - 0.40) * \frac{0.15}{35} = -0.20$$

- Parois BC

$$C_i = -0.20$$

- Parois CD

$$C_i = -0.20$$

- Toitures

Soit $C_i = -0.20$.

Les différents coefficients de pression intérieures trouvés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 21: Coefficients de pressions intérieures

	Parois				Versant de toiture	
Parois au vent	AB	BC	CD	AD	EF	FG
AB	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
BC	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2

Tableau 22: Coefficients de pression résultante

Direction du vent	Actions	Parois				Versants de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
à 0°	C_e	0.8	-0.31	-0.31	-0.31	-0.9	-0.3
	C_i	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
	C_r	1	-0.11	-0.11	-0.11	-0.7	-0.1
à 90°	C_e	-0.34	+0.8	-0.34	-0.34	-0.7	-0.3
	C_i	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
	C_r	-0.14	1	-0.14	-0.14	-0.9	-0.5

Les valeurs en gras représentent les coefficients de pression résultante les plus défavorables. Pour le calcul de la pression du vent nous allons utiliser $C_r = 1$.

VII.1.2.3. Coefficients intervenants dans le calcul de la pression du vent

a. Coefficient d'effet de site

Les règles NV 65 considèrent trois types de site

- Site protégé : par exemple, fond de cuvette bordée de collines sur tout son pourtour ou site urbain dense ;

- Site normal : par exemple, plaine de grande étendue avec des dénivellations peu importantes, de pente inférieure à 10 % ;
- Site exposé : par exemple, littoral en général sur une profondeur de 6 km, sommet des falaises, îles ou presqu'îles étroites, vallées étroites.

En fonction du site, les pressions de base normales et extrêmes doivent être pondérées par un coefficient de site k_s .

Tableau 23: Coefficient d'effet de site

K_s	Région 1	Région 2	Région 3
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1.0	1.0	1.0
Site exposé	1.35	1.30	1.25

Source : Règlement NV65

Nous prenons $k_s = 1$

b. Effet de masque

Il y a effet de masque lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions de grande probabilité de durée. Dans ce cas, les pressions dynamiques de base peuvent être réduite de 25 %. Mais pour des raisons de sécurité on prend généralement $K_m = 1$.

c. Coefficient de réduction

Il est déterminé sur l'abaque (figure 7) tiré de la figure R-III-2. NV65 grâce à la plus grande longueur de l'ouvrage à étudier.

Tableau 24: Coefficient de réduction des différents éléments

Éléments	Dimensions	Coefficient de réduction
Pannes	6m	0.86
Ferme	24m	0.78
Bâtiment	45.90m	0.73

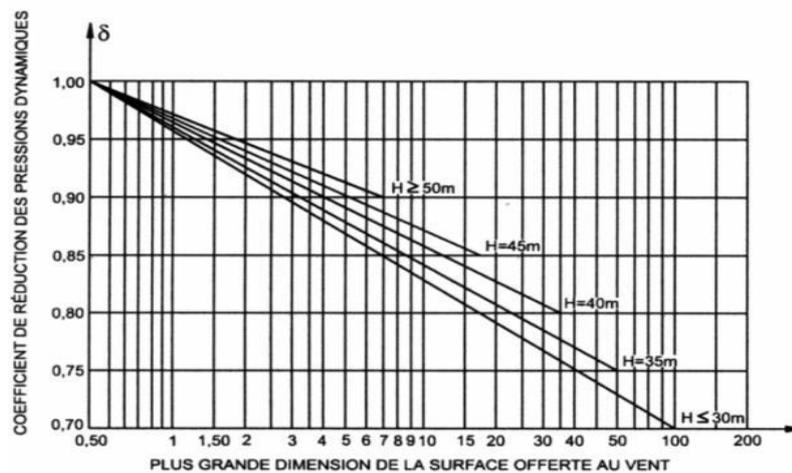


Figure 51: Abaque du coefficient de réduction

Source : Règlement NV65

La pression statique :

- Sur le bâtiment :

$$p = 0,40 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,73 = 0,29 \text{ KN/m}^2$$

- Sur les pannes :

$$p = 0,40 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,86 = 0,12 \text{ KN/m}^2$$

- Sur la ferme :

$$p = 0,40 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,78 = 0,31 \text{ KN/m}^2$$

Annexe 2 : Note de calcul de la panne

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE: Pannes

PIECE: 268

POINT: 5

COORDONNEE: $x = 0.51$ $L = 8.95$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 ELU /1/ $G*1.35 + Q*1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00$ daN/m² $f_{yb} = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

$h=18.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=9.1$ cm	$A_y=14.56$ cm ²	$A_z=11.25$ cm ²	$A_x=23.95$ cm ²
$tw=0.5$ cm	$I_y=1316.96$ cm ⁴	$I_z=100.85$ cm ⁴	$I_x=4.81$ cm ⁴
$tf=0.8$ cm	$W_{ely}=146.33$ cm ³	$W_{elz}=22.16$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{.sd} = 3162.13$ daN	$M_{y.sd} = 684.30$ daN*m	$M_{z.sd} = -104.38$ daN*m	$V_{y.sd} = -0.85$ daN
$N_{c.rd} = 65862.50$ daN	$M_{ply.rd} = 4576.28$ daN*m	$M_{plz.rd} = 951.50$ daN*m	$V_{ply.rd} = 23117.10$ daN
	$M_{ny.rd} = 4576.28$ daN*m	$M_{nz.rd} = 949.31$ daN*m	$V_{z.sd} = -5.59$ daN
			$V_{plz.rd} = 17868.12$ daN

Classe de la section = 1

FORMULES DE VERIFICATION:

$$(M_y.s.d/M_{ny}.rd)^a + (M_z.s.d/M_{nz}.rd)^b = 0.13 < 1.00 \quad (5.35) \quad a=2.00 \quad b=1.00$$

$$V_y.s.d/V_{ply}.rd = 0.00 < 1.00 \quad V_z.s.d/V_{plz}.rd = 0.00 < 1.00 \quad (5.20)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 3.5 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.7 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 10 ELS /1/ 6*1.00 + 7*1.00

$$u_{\text{inst},y} = 1.4 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.7 \text{ cm}$$

Vérfifié

Profil correct !!!

Annexe 3 : Note de calcul de la lisse sur le long pan

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE:

PIECE: 466 Lisse_466

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 8.95 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU/6=W₂*1.50 + G*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) f_y = 27500000.00 daN/m² f_{yb} = 27500000.00 daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	A _y =17.25 cm ²	A _z =16.00 cm ²	A _x =31.98 cm ²
tw=0.8 cm	I _y =1945.85 cm ⁴	I _z =169.69 cm ⁴	I _x =11.24 cm ⁴
tf=1.1 cm	W _{ely} =194.58 cm ³	W _{elz} =32.14 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N.sd = 167.14 daN	Mz.sd = -380.58 daN*m	Vy.sd = 230.57 daN
Nc.rd = 87945.00 daN	Mplz.rd = 1608.48 daN*m	Vply.rd = 27388.05 daN
	Mnz.rd = 1608.47 daN*m	Vz.sd = -659.14 daN
		Vplz.rd = 25403.41 daN

Classe de la section = 1

FORMULES DE VERIFICATION:

$$Mz.sd/Mnz.rd = 380.58/1608.47 = 0.24 < 1.00 \quad (5.23)$$

$$Vy.sd/Vply.rd = 0.01 < 1.00 \quad Vz.sd/Vplz.rd = 0.03 < 1.00 \quad (5.20)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 3.4 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 4.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 10 ELS /6/ 5*1.00 + 6*1.00

$$u_z = 1.6 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 4.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 10 ELS /6/ 5*1.00 + 6*1.00

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},y} = L/200.00 = 4.5 \text{ cm}$$

Vérifié



Déplacements

$$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 10 ELS /4/ 3*1.00 + 6*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 10 ELS /3/ 2*1.00 + 6*1.00

Profil correct !!!

Annexe 4 : Note de calcul des traverses

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE:

PIECE: 90

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.89 L = 5.37 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 ELU /1/ $G*1.35 + Q*1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$ $f_{yb} = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

$h=23.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=24.0 \text{ cm}$	$A_y=57.60 \text{ cm}^2$	$A_z=25.18 \text{ cm}^2$	$A_x=76.84 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=7763.18 \text{ cm}^4$	$I_z=2768.81 \text{ cm}^4$	$I_x=41.74 \text{ cm}^4$
$tf=1.2 \text{ cm}$	$W_{ely}=675.06 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=230.73 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{.sd} = -2651.14 \text{ daN}$	$M_{y.sd} = -1422.92 \text{ daN}^*m$	$M_{z.sd} = 136.35 \text{ daN}^*m$	$V_{y.sd} = -46.42 \text{ daN}$
$N_{t.rd} = 211310.00 \text{ daN}$	$M_{ply.rd} = 20477.05 \text{ daN}^*m$	$M_{plz.rd} = 9671.48 \text{ daN}^*m$	$V_{ply.rd} = 91452.28 \text{ daN}$
	$M_{ny.rd} = 20477.05 \text{ daN}^*m$	$M_{nz.rd} = 9669.95 \text{ daN}^*m$	$V_{z.sd} = 197.57 \text{ daN}$
			$V_{plz.rd} = 39978.62 \text{ daN}$
	$M_{b.rd} = 19025.00 \text{ daN}^*m$		

Classe de la section = 2

Annexe 5: Note de calcul des poteaux

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE:

PIECE: 34 Poteaux_34

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.96 L = 5.05 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 ELU/1=G*1.35 + Q*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00$ daN/m² $f_{yb} = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 260

h=25.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=26.0 cm	Ay=65.00 cm ²	Az=28.76 cm ²	Ax=86.82 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=10455.00 cm ⁴	Iz=3667.56 cm ⁴	Ix=52.62 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=836.40 cm ³	Welz=282.12 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N.sd = 4502.13 daN	My.sd = -5847.69 daN*m	Mz.sd = 146.97 daN*m	Vy.sd = -58.49 daN
Nc.rd = 217050.00 daN	Mely.rd = 20910.00 daN*m	Melz.rd = 7053.00 daN*m	Vply.rd = 93819.42 daN
Nb.rd = 148396.83 daN	Mny.rd = 20910.00 daN*m	Mnz.rd = 7053.00 daN*m	Vz.sd = -1890.18 daN
			Vplz.rd = 41507.88 daN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



$$L_y = 5.25 \text{ m}$$

$$\text{Lambda}_y = 0.86$$

$$L_z = 5.25 \text{ m}$$

$$\text{Lambda}_z = 0.23$$

$$L_{fy} = 8.24 \text{ m}$$

$$X_y = 0.68$$

$$L_{fz} = 1.30 \text{ m}$$

$$X_z = 0.98$$

$$\text{Lambda}_y = 75.08$$

$$k_y = 0.99$$

$$\text{Lambda}_z = 20.00$$

$$k_z = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

$$N_{sd}/(A_{eff} \cdot f_{yd}) + M_{y, sd}/(W_{effy} \cdot f_{yd}) + M_{z, sd}/(W_{effz} \cdot f_{yd}) = 0.32 < 1.00 \quad (5.40)$$

$$N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y / g_{M1}) + k_y \cdot M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_y / g_{M1}) + k_z \cdot M_{z, sd}/(W_{elz} \cdot f_y / g_{M1}) = 0.33 < 1.00 \quad (5.53)$$

$$V_{y, sd}/V_{ply, rd} = 0.00 < 1.00 \quad V_{z, sd}/V_{plz, rd} = 0.05 < 1.00 \quad (5.20)$$

Profil correct !!!

Annexe6: Note de calcul Assemblage traverse-poteau



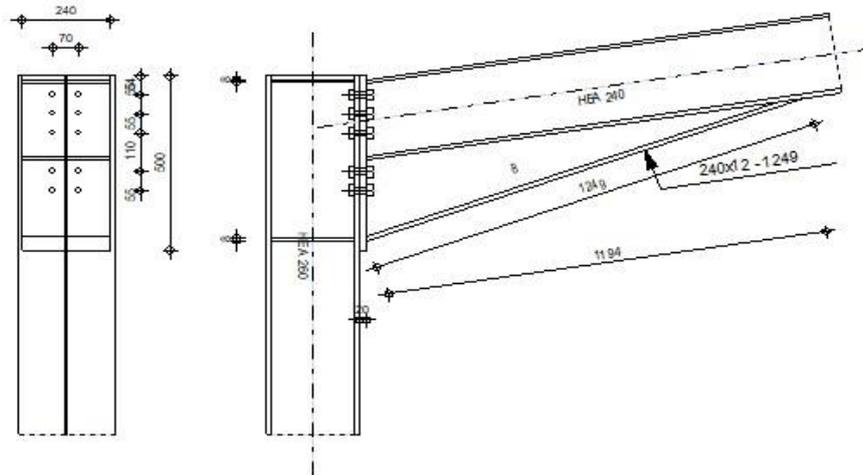
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

ENV 1993-1-1:1992



Ratio
0,70



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Poteau-traverse2
 Noeud de la structure: 84
 Barres de la structure: 60, 116

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260
 Barre N°: 60
 a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 250 [mm] Hauteur de la section du poteau
 b_{fc} = 260 [mm] Largeur de la section du poteau
 t_{wc} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 t_{fc} = 13 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 r_c = 24 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 A_c = 86,82 [cm²] Aire de la section du poteau
 I_{xc} = 10455,00 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 f_{yc} = 27500000,00 [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 240
 Barre N°: 116

a = 8,7 [Deg] Angle d'inclinaison
h_b = 230 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b_f = 240 [mm] Largeur de la section de la poutre
t_{wb} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_b = 76,84 [cm²] Aire de la section de la poutre
I_{xb} = 7763,18 [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
f_{yb} = 27500000,00 [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
F_{tRd} = 11304,00 [daN] Résistance du boulon à la traction
n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
n_v = 5 Nombre de rangées des boulons
h₁ = 54 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i = 70 [mm]
Entraxe p_i = 55;55;110;55 [mm]

PLATINE

h_p = 500 [mm] Hauteur de la platine
b_p = 240 [mm] Largeur de la platine
t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S275
f_{yp} = 27500000,00 [daN/m²] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

w_d = 240 [mm] Largeur de la platine
t_{fd} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile
h_d = 230 [mm] Hauteur de la platine
t_{wd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme
l_d = 1194 [mm] Longueur de la platine
a = 19,2 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: Steel
f_{ybu} = 23500000,00 [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

h_{su} = 225 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{su} = 126 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hu} = 8 [mm] Epaisseur du raidisseur

$h_{su} = 225$ [mm] Hauteur du raidisseur

Matériau: S275

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 225$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 126$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S275

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme

$a_f = 9$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: 1: ELU /1/ $6*1.35 + 7*1.50$

$M_y = 7069,31$ [daN*m] Moment fléchissant

$F_z = 4741,17$ [daN] Effort tranchant

$F_x = -1904,53$ [daN] Effort axial

RESULTATS

EFFORTS PAR BOULON

Nr	d_i	F_{tRd}	F_{tfc}	F_{twc}	F_{tep}	B_{tRd}
1	412	13849,42	20980,38	13849,42	22608,00	11304,00
2	357	7679,72	22608,00	13849,42	22608,00	11304,00
3	302	5517,74	22608,00	13849,42	22608,00	11304,00
4	192	0,00	22608,00	13849,42	22608,00	11304,00
5	137	0,00	0,00	0,00	0,00	11304,00

d_i – Distance du bouton de l'axe de rotation

F_{tRd} – résistance d'une rangée de boulons

F_{tfc} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{twc} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{tep} – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 11304,0$ [daN Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-
= 0] poutre [J.3.2.1(6)]

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]

$M_y \leq M_{Rd}$ 7069,31 < 10122,33 **vérifié** (0,70)

Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]

$F_y \leq F_{Rd}$	4741,17 < 85687,32	vérifié	(0,06)
Effort axial admissible			[5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]
$F_x \leq N_{Rd}$	1904,53 < 192100,00	vérifié	(0,01)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	171,65	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	
$A_{wy} =$	123,12	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	
$A_{wz} =$	48,53	[cm ²]	Aire des soudures verticales	
$I_{wy} =$	50244,05	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	
$S_{\lambda_{max}} = t_{\lambda_{max}}$		- [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	
=	2501303,14]		
$S_{\lambda} = t_{\lambda}$		- [daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	
=	2501303,14]		
$t_{II} =$	976909,31	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle	
$b_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	
$\ddot{O}[S_{\lambda_{max}}^2 + 3*(t_{\lambda_{max}}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	5002606,28 < 40470588,24	vérifié		(0,12)
$\ddot{O}[S_{\lambda}^2 + 3*(t_{\lambda}^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	4947732,14 < 40470588,24	vérifié		(0,12)
$S_{\lambda} \leq f_u/g_{Mw}$	2501303,14 < 34400000,00	vérifié		(0,07)

RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT

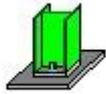
$V_{plRd} =$	41507,88	[daN]	Résistance plastique pour le cisaillement	[J.3.6]
--------------	----------	-------	---	---------

RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE

$F_{cRd} =$	84415,71	[daN]	Résistance de calc. pour l'écrasement	[J.3.5.1.1]
$F_{bRd} =$	0,00	[daN]	Résistance plastique pour le cisaillement	[J.3.5.1.3]
$F_{cwc} =$	38563,44	[daN]	Compression de l'âme du poteau	[J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$F_{twc} =$	84415,71	[daN]	Traction de l'âme du poteau	[J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$V_{wpRd} =$	27046,87	[daN]	Cisaillement de l'âme du poteau	[J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,70

Annexe 7 : Note de calcul assemblage pied de poteau



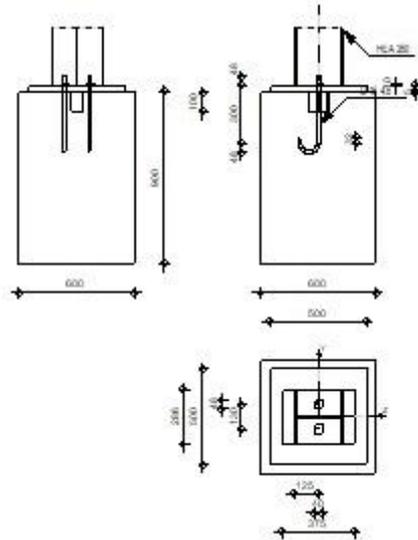
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calcul du Pied de Poteau articulé

ENV 1993-1-1:1992



Ratio
0,47



GENERAL

Assemblage N°: 13
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 82
 Barres de la structure: 470

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260
 Barre N°: 470
 a = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 250 [mm] Hauteur de la section du poteau
 b_{fc} = 260 [mm] Largeur de la section du poteau
 t_{wc} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 t_{fc} = 13 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 r_c = 24 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 A_c = 86,82 [cm²] Aire de la section du poteau
 I_{yc} = 10455,00 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 f_{yc} = 27500000,00 [daN/m²] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 500$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur
Matériau: S275
 $f_y = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} = 375$ [mm] Longueur
 $b_{pp} = 286$ [mm] Largeur
 $t_{pp} = 5$ [mm] Epaisseur

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 16$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
 $n = 2$ Nombre de tiges d'ancrage dans la colonne
 $e_v = 130$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48$ [mm]
 $L_2 = 300$ [mm]
 $L_3 = 96$ [mm]
 $L_4 = 32$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 48$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100
 $h_w = 100$ [mm] Hauteur
Matériau: S275
 $f_y = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SEMELLE ISOLEE

$L = 600$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 600$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance
 $s = 680000,00$ [daN/m²] Résistance
 $n = 7,78$ ratio Acier/Béton

SOUDURES

Annexe 7: Note de calcul assemblage pied de poteau

$a_p =$	9 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4 [mm]	Bêche

EFFORTS

$N_c =$	3040,10 [daN]	Effort axial de compression
$N_t =$	0,00 [daN]	Effort axial de traction
$Q_y =$	24,56 [daN]	Effort tranchant
$Q_z =$	-1238,45 [daN]	Effort tranchant
$N_{(Q_y)} =$	-3040,10 [daN]	Effort axial
$N_{(Q_z)} =$	-3040,10 [daN]	Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Béton			[L.1]
$ N < A_{eff} * f_j$	$ -3040,10 < 140895,10$	vérifié	(0,02)
Flexion 1-1			
$ N < f_y / 3.0 * (t_p / u_l)^2 * A$	$ -3040,10 < 29059,61$	vérifié	(0,10)
Flexion 2-2			
$ N < f_y / 3.0 * (t_p / u_w)^2 * A$	$ -3040,10 < 31531,70$	vérifié	(0,10)

ANCRAGE

Adhérence			
$ N < p * d * t_b * (l_2 + 6.4 * r + 3.5 * l_4)$	$ 0,00 < 2863,15$	vérifié	(0,00)
Section			
$ N < 0.9 * f_{ub} * A_s / 1.25$	$ 0,00 < 4521,60$	vérifié	(0,00)

BECHE

Béton			
$ T_z < (l - 30) * f_b * b$	$ -1238,45 < 2618,00$	vérifié	(0,47)
$ T_y < (l - 30) * f_b * b$	$ 24,56 < 2380,00$	vérifié	(0,01)
Ame			
$ T_z < f * t * h / \ddot{O}3$	$ -1238,45 < 5767,53$	vérifié	(0,21)
$ T_y < f * t * h / \ddot{O}3$	$ 24,56 < 9954,96$	vérifié	(0,00)
Semelle			
$ T_z < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -1238,45 < 18474,11$	vérifié	(0,07)
$ T_y < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 24,56 < 7677,74$	vérifié	(0,00)
Soudure âme			
$ T_z < 2/k * f * t * h / \ddot{O}3$	$ -1238,45 < 13239,66$	vérifié	(0,09)
$ T_y < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 24,56 < 12462,51$	vérifié	(0,00)
Semelle			
$ T_z < 2 * 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -1238,45 < 21569,73$	vérifié	(0,06)
$ T_y < (l - 30) * f_b * b$	$ 24,56 < 15212,16$	vérifié	(0,00)
Ame poteau			

Annexe 7: Note de calcul assemblage pied de poteau

$ T_z < 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -1238,45 < 50018,05$	vérifié	(0,02)
$ T_y < 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 24,56 < 31409,38$	vérifié	(0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,47
--	-------	------

Annexe 8 : Note de calcul du poteau central de portique



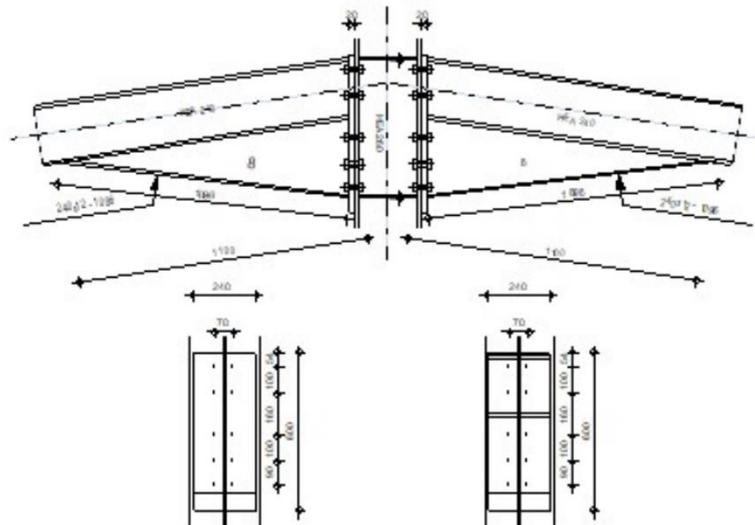
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

ENV 1993-1-1:1992



Ratio
0,90



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poteau - poutre - bilatéral
 Noeud de la structure: 53
 Barres de la structure: 37, 92, 95

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260
 Barre N°: 37
 a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 250 [mm] Hauteur de la section du poteau
 b_{fc} = 260 [mm] Largeur de la section du poteau
 t_{wc} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 t_{fc} = 13 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 r_c = 24 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 A_c = 86,82 [cm²] Aire de la section du poteau
 I_{xc} = 10455,00 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 f_{yc} = 27500000,00 [daN/m²] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEA 240
Barre N°: 92
a = -8,5 [Deg] Angle d'inclinaison
h_{br} = 230 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b_{fbr} = 240 [mm] Largeur de la section de la poutre
t_{wbr} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbr} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{br} = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_{br} = 76,84 [cm²] Aire de la section de la poutre
I_{xbr} = 7763,18 [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
f_{yb} = 27500000,00 [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
F_{tRd} = 9043,20 [daN] Résistance du boulon à la traction
n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
n_v = 5 Nombre de rangées des boulons
h₁ = 54 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i = 70 [mm]
Entraxe p_i = 100;160;100;90 [mm]

PLATINE

h_p = 600 [mm] Hauteur de la platine
b_p = 240 [mm] Largeur de la platine
t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 275
f_{yp} = 27500000,00 [daN/m²] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

w_d = 240 [mm] Largeur de la platine
t_{rd} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile
h_d = 300 [mm] Hauteur de la platine
t_{wd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme
l_d = 1100 [mm] Longueur de la platine
a = 7,2 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: Steel

$f_{ybu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 225$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 126$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: Steel

$f_{ysu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 225$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 126$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: Steel

$f_{ysu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEA 240

Barre N°: 95

$\alpha = 8,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 230$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 240$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} = 9043,20$ [daN] Résistance du boulon

$n_h = 2,00$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5,00$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 54$ [mm] Niveau du premier boulon

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 100;160;100;90$ [mm]

PLATINE

$h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 240$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

$f_{yp} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFERIEUR

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $a = 7,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: Steel
 $f_{ybd} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: 1: ELU /1/ 6*1.35 + 7*1.50
 $M_{yR} = 10521,41$ [daN*m] Moment fléchissant
 $F_{zR} = 4133,07$ [daN] Effort tranchant
 $F_{xR} = -2637,03$ [daN] Effort axial
 $M_{yL} = 9982,20$ [daN*m] Moment fléchissant
 $F_{zL} = 4599,11$ [daN] Effort tranchant
 $F_{xL} = -1058,06$ [daN] Effort axial

RESULTATS

DROITE

EFFORTS PAR BOULON

Nr	d_i	F_{tRd}	F_{tfc}	F_{twc}	F_{tep}	B_{tRd}
1	483	13849,42	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
2	383	13197,46	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
3	223	0,00	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
4	123	0,00	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
5	33	0,00	0,00	0,00	0,00	9043,20

d_i – Distance du bouton de l'axe de rotation

F_{tRd} – résistance d'une rangée de boulons

F_{tfc} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{twc} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{tep} – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 9043,2$ [daN Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-
 = 0] poutre [J.3.2.1(6)]

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]

Annexe 8: Note de calcul du poteau central de portique

$M_y \leq M_{Rd}$	10521,41 < 11731,07	vérifié	(0,90)
Effort tranchant admissible			[J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]
$F_y \leq F_{Rd}$	4133,07 < 63057,76	vérifié	(0,07)
Effort axial admissible			[5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]
$F_x \leq N_{Rd}$	2637,03 < 192100,00	vérifié	(0,01)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	180,03	[cm ²]	Aire de toutes les soudures
$A_{wy} =$	123,03	[cm ²]	Aire des soudures horizontales
$A_{wz} =$	57,00	[cm ²]	Aire des soudures verticales
$I_{wy} =$	69493,20	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.
$S_{\wedge_{max}} = t_{\wedge_{max}}$		- [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure
=	3192780,16]	
$S_{\wedge} = t_{\wedge}$		- [daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale
=	3192780,16]	
$t_{II} =$	725137,88	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle
=]	
$b_w =$	0,85		Coefficient de corrélation
$\ddot{O}[S_{\wedge_{max}}^2 + 3*(t_{\wedge_{max}}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	6385560,32 < 40470588,24	vérifié	(0,16)
$\ddot{O}[S_{\wedge}^2 + 3*(t_{\wedge}^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	6146900,28 < 40470588,24	vérifié	(0,15)
$S_{\wedge} \leq f_u/g_{Mw}$	3192780,16 < 34400000,00	vérifié	(0,09)

GAUCHE

EFFORTS PAR BOULON

Nr	d _i	F _{tRd}	F _{tfc}	F _{twc}	F _{tep}	B _{tRd}
1	483	13849,42	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
2	383	13197,46	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
3	223	0,00	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
4	123	0,00	18086,40	13849,42	18086,40	9043,20
5	33	0,00	0,00	0,00	0,00	9043,20

d_i – Distance du bouton de l'axe de rotation

F_{tRd} – résistance d'une rangée de boulons

F_{tfc} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{twc} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{tep} – résistance de la platine fléchie à la flexion

B_{tRd} = 9043,2 [daN Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-
= 0] poutre [J.3.2.1(6)]

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible			[J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]
$M_y \leq M_{Rd}$	9982,20 < 11733,48	vérifié	(0,85)
Effort tranchant admissible			[J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]

Annexe 8: Note de calcul du poteau central de portique

$F_y \leq F_{Rd}$	4599,11 < 63433,63	vérifié	(0,07)
Effort axial admissible			[5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]
$F_x \leq N_{Rd}$	1058,06 < 192100,00	vérifié	(0,01)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	180,04	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	
$A_{wy} =$	123,03	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	
$A_{wz} =$	57,01	[cm ²]	Aire des soudures verticales	
$I_{wy} =$	69517,23	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	
$S_{\lambda_{max}} = t_{\lambda_{max}}$	2889299,01	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	
$S_{\lambda} = t_{\lambda}$	2889299,01	[daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	
t_{II}	806778,07	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle	
$b_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	
$\ddot{O}[S_{\lambda_{max}}^2 + 3*(t_{\lambda_{max}}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	5778598,01 < 40470588,24	vérifié	(0,14)	
$\ddot{O}[S_{\lambda}^2 + 3*(t_{\lambda}^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	5613176,78 < 40470588,24	vérifié	(0,14)	
$S_{\lambda} \leq f_u/g_{Mw}$	2889299,01 < 34400000,00	vérifié	(0,08)	

RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILEMENT

$V_{plRd} =$	41507,88	[daN]	Résistance plastique pour le cisaillement	[J.3.6]
--------------	----------	-------	---	---------

RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE

$F_{cRd} =$	84415,71	[daN]	Résistance de calc. pour l'écrasement	[J.3.5.1.1]
$F_{bRd} =$	0,00	[daN]	Résistance plastique pour le cisaillement	[J.3.5.1.3]
$F_{cwc} =$	38563,44	[daN]	Compression de l'âme du poteau	[J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$F_{twc} =$	84415,71	[daN]	Traction de l'âme du poteau	[J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$V_{wpRd} =$	27046,87	[daN]	Cisaillement de l'âme du poteau	[J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,90
--	-------	------

Annexe 9: Etude de la longrine la plus chargée

1 Niveau:

- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre: Poutre350**2.1 Caractéristiques des matériaux:**

- Béton : C25/30 $f_{ck} = 2500000,00$ (daN/m²)
- Armature longitudinale: : HA 400 $f_{yk} = 40000000,00$ (daN/m²)
- Armature transversale: : HA 400 $f_{yk} = 40000000,00$ (daN/m²)

2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation	Position	APG	L	APD
			(m)	(m)	(m)

P1 Travée 0,45 6,70 0,45

Portée de calcul: $L_0 = 7,08$ (m)

Section de 0,00 à 6,70 (m) 60,0 x 85,0 (cm)

2.2.2	Désignation	Position	APG	L	APD
			(m)	(m)	(m)

P2 Travée 0,45 8,50 0,45

Portée de calcul: $L_0 = 8,88$ (m)

Section de 0,00 à 8,50 (m) 60,0 x 85,0 (cm)

2.3 Résultats des calculs:**2.3.1 Sollicitations ELU**

Travée	Mt max. (daN*m)	Mt min. (daN*m)	Mg (daN*m)	Md (daN*m)	Qg (daN)	Qd (daN)
P1	3638,91	-358,79	-6873,08	-6969,77	6175,38	-6196,82
P2	6383,99	-83,30	-10261,11	-10783,86	7766,62	-7896,76

2.3.2 Sollicitations ELS

Travée	Mt max. (daN*m)	Mt min. (daN*m)	Mg (daN*m)	Md (daN*m)	Qg (daN)	Qd (daN)
P1	2695,49	0,00	-5091,17	-5162,61	4574,36	4590,20
P2	4728,88	0,00	-7600,82	-7987,58	5753,05	-5849,36

2.3.3 Sections Théoriques d'Acier

Travée	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	1,35	0,00	0,00	2,56	0,00	2,59
P2	2,37	0,00	0,00	3,84	0,00	4,03

2.3.4 Flèche et fissuration

f_{s_r} - flèche de courte durée due à la combinaison de charges caractéristique

$f_{s_{qp}}$ - flèche de courte durée due à la combinaison quasi-permanente

$f_{l_{qp}}$ - flèche de longue durée due à la comb. quasi-permanente

f - flèche totale

f_adm - flèche admissible

wk - largeur de la fissure perpendiculaire

Travée	fs_r (cm)	fs_qp (cm)	fl_qp (cm)	f (cm)	f_adm (cm)	wk (mm)
P1	0,0	0,0	0,0	0,0	2,8	0,0
P2	0,0	0,0	0,1	0,1	3,6	0,02.4

Ferrailage:

2.4.1 P1 : Travée de 0,45 à 7,15 (m)

Armature longitudinale :

- Aciers inférieurs (HA 400)

7 HA 12 l = 12,19 de 0,05 à 12,05

- Chapeaux (HA 400)

7 HA 12 l = 12,19 de 0,05 à 12,05

Armature transversale :

- Aciers principaux (HA 400)

Cadres 56 HA8 l = 2,70

$e = 1 \cdot 0,05 + 55 \cdot 0,12$ (m)

Epingles 56 HA 8 l = 2,70

$e = 1 \cdot 0,05 + 55 \cdot 0,12$ (m)

2.4.2 P2 : Travée de 7,60 à 16,10 (m)

Armature longitudinale :

- Aciers inférieurs (HA 400)

7 HA 12 l = 6,19 de 10,50 à 16,50

- Chapeaux (HA 400)

7 HA 12 l = 6,19 de 10,50 à 16,50

Armature transversale :

- Aciers principaux (HA 400)

Cadres 71 HA 8 l = 2,70

$$e = 1*0,05 + 70*0,12 \text{ (m)}$$

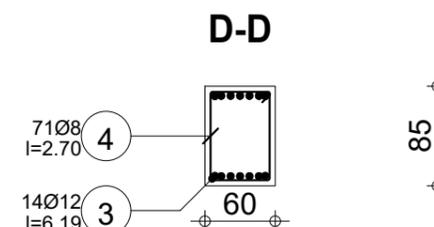
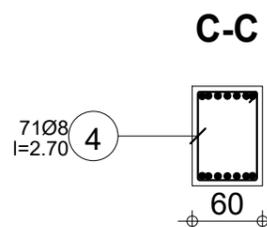
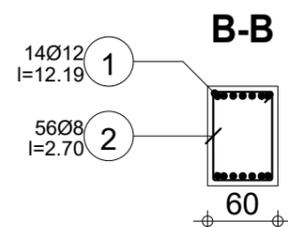
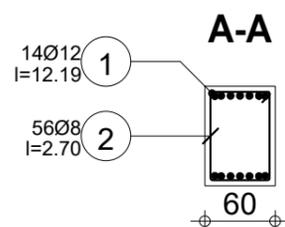
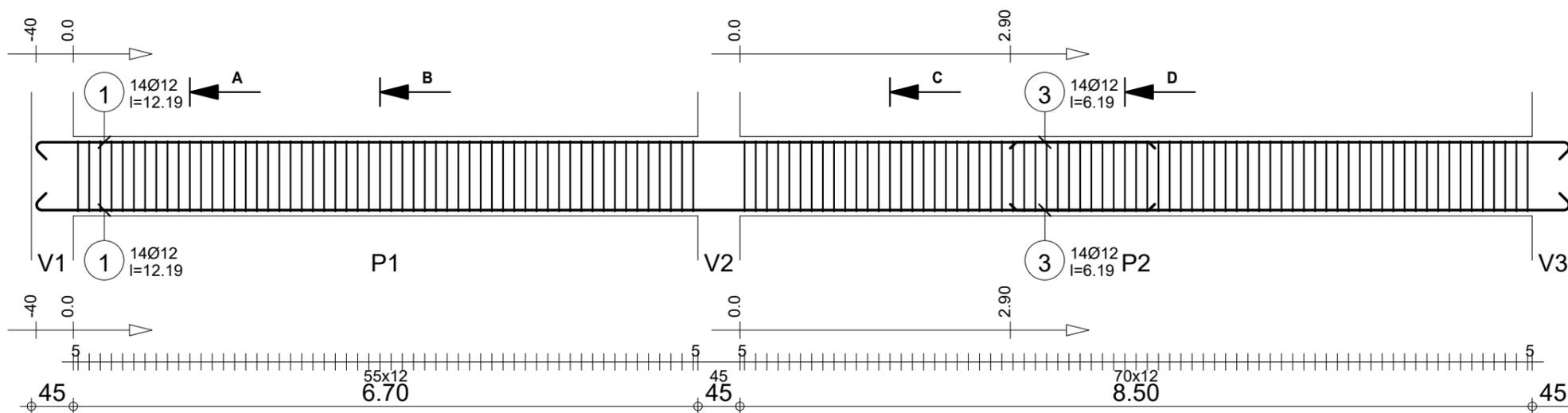
Epingles 71 HA 8 l = 2,70

$$e = 1*0,05 + 70*0,12 \text{ (m)}$$

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 8,44 (m³)
- Surface de Coffrage = 38,28 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 364,03 (kG)
 - Densité = 43,13 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 9,7 (mm)

Pos.	Armature	Forme	Acier
①	14Ø12 l=12.19		HA 400
②	56Ø8 l=2.70		HA 400
③	14Ø12 l=6.19		HA 400
④	71Ø8 l=2.70		HA 400



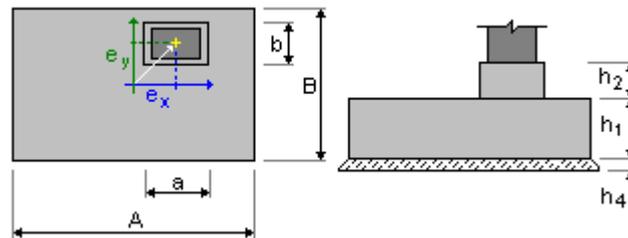
Tenu au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : C25/30 = 8.44 m3	Acier HA 400 = 228 kg		
		Reprise de bétonnage : Non			Acier HA 400 = 135 kg		
	Structure_3D_di	Poutre350	Section 60x85	Nombre 1	Surface du coffrage = 38.3 m2	Enrobage inférieur 4.4 cm	Enrobage supérieur 4.4 cm
					Densité = 43.13 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.71mm	Echelle pour la vue 1.66cm/m	Echelle pour la section 1.66cm/m

1.1 Données de base

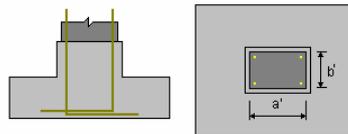
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : ENV 1992-1-1:1991
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A	= 1,70 (m)	a	= 0,50 (m)
B	= 1,00 (m)	b	= 0,50 (m)
h ₁	= 0,45 (m)	e _x	= 0,00 (m)
h ₂	= 0,70 (m)	e _y	= 0,00 (m)
h ₄	= 0,05 (m)		



a'	= 25,0 (cm)
b'	= 26,0 (cm)
c ₁	= 5,0 (cm)
c ₂	= 5,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton: C20/25; résistance caractéristique = 2500000,00 daN/m²
Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
- Armature : type HA 500

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Nature	Groupe	Fx (daN)	Fy (daN)	Mx (daN)
V90(+)	vent	-59,90	871,67	73,37
V180(+)	vent	-34,57	895,46	8,91
V270(+)	vent	-58,77	849,07	-29,00
PERM11	permanente	1107,95	-689,54	-13,94
EXPL	d'exploitation	24,00	-480,02	-10,54

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $s_{ELU} = 22500.00$ (daN/m²) $s_{ELS} = 15000.00$ (daN/m²)

Niveau du fond de fouille: $N_f = -1,20$ (m)

Sables et graves lâches

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 1733.52 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 35.0 (Deg)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante ELU : 1.35PERM11+1.50PERM3

Coefficients de chargement: 1.35 * poids de la fondation

1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 5442,28$ (daN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 6974,01$ (daN) $M_x = 39,84$ (daN*m) $M_y = -1898,54$ (daN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

$B' = 1$

$L' = 1$

Épaisseur du niveau: $D_{min} = 1,15$ (m)

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante ELU : 1.35PERM11+1.50PERM3

Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 4031,32$ (daN)

Charge dimensionnante:

$Nr = 5563,05$ (daN) $Mx = 39,84$ (daN*m) $My = -1898,54$ (daN*m)

Surface de contact $s = 89,75$ (%)

$slim = 10,00$ (%)

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable: ELS : 1.00PERM11+1.00V180(+)

Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 4031,32$ (daN)

Charge dimensionnante:

$Nr = 5104,69$ (daN) $Mx = 5,79$ (daN*m) $My = 236,81$ (daN*m)

Surface de contact $s = 100,00$ (%)

$slim = 100,00$ (%)

Glissement

Combinaison dimensionnante ELU : 1.35PERM11+1.50PERM3

Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 4031,32$ (daN)

Charge dimensionnante:

$Nr = 5563,05$ (daN) $Mx = 39,84$ (daN*m) $My = -1898,54$ (daN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation: $A_ = 1,70$ (m) $B_ = 1,00$ (m)

Surface du glissement: $1,53$ (m²)

Cohésion: $C = 0,00$ (daN/m²)

Coefficient de frottement fondation - sol: $tg(f) = 0,70$

Valeur de la force de glissement $F = 1651,26$ (daN)

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:

- su niveau du sol: $F(stab) = 2781,52$ (daN)

Stabilité au glissement: $1.684 > 1$

Renversement

Autour de l'axe OX

Combinaison dimensionnante ELU : 1.00PERM11+1.80V90(+)

Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 4031,32 (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 5031,44 (daN) Mx = -135,84 (daN*m) My = 1011,39 (daN*m)

Moment stabilisateur: Mstab = 2515,72 (daN*m)

Moment de renversement: Mrenv = 135,84 (daN*m)

Stabilité au renversement: 18.52 > 1

Autour de l'axe OY

Combinaison défavorable: ELU : 1.35PERM11+1.50PERM3

Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 4031,32 (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 5563,05 (daN) Mx = 39,84 (daN*m) My = -1898,54 (daN*m)

Moment stabilisateur: Mstab = 4728,59 (daN*m)

Moment de renversement: Mrenv = 1898,54 (daN*m)

Stabilité au renversement: 2.491 > 1

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X:

8 HA 500 10 l = 1,60 (m)

En Y:

13 HA 500 10 l = 0,90 (m)

Aciers supérieurs:

En X:

8 HA 500 10 l = 1,60 (m)

En Y:

7 HA 500 6 l = 0,90 (m)

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

2 HA 12 l = 3,03 (m)

En Y:

3 HA 12 l = 3,08 (m)

Armature transversale

6 HA 5l = 1,72 (m)

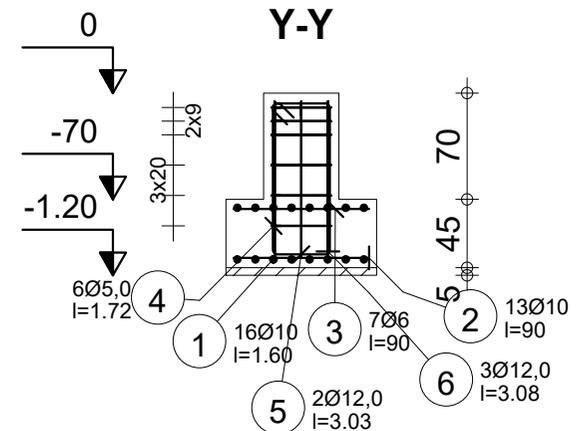
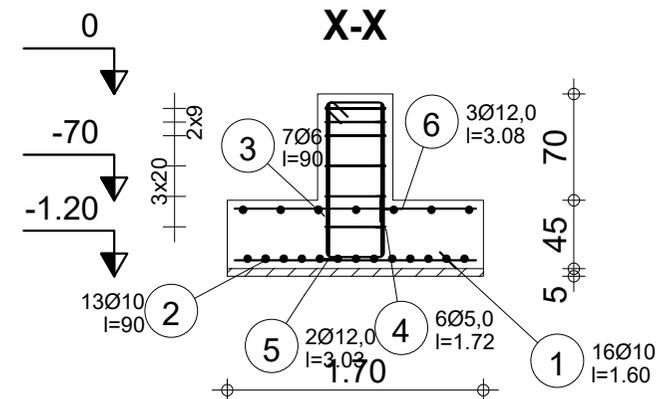
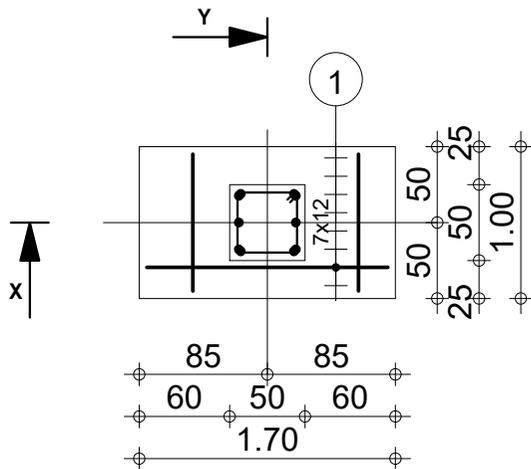
2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 0,94 (m³)
- Surface de Coffrage = 3,83 (m²)

- Acier HA 500
- Poids total = 24,40 (kG)
- Densité = 25,96 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 9,4 (mm)

- Acier
- Poids total = 15,16 (kG)
- Densité = 16,13 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 9,2 (mm)
- Liste par diamètres:

Diamètre (m)	Longueur (kG)	Poids
5,0 mm	10,31	1,59
12	15,28	13,57



Pos.	Armature	Forme	Acier	Pos.	Armature	Forme	Acier
①	16Ø10	l=1.60	HA 500	④	6Ø5,0	l=1.72	
②	13Ø10	l=90	HA 500	⑤	2Ø12,0	l=3.03	
③	7Ø6	l=90	HA 500	⑥	3Ø12,0	l=3.08	

Tél. Fax		Acier HA 500 = 24.4 kg	
Fissuration peu préjudiciable		Béton : C20/25 = 0.94 m3	
 Niveau ±0,00 Structure 3D dim	Semelle6	Surface du coffrage = 3.83 m ² Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 5 cm	
		Densité = 42.13 kg/ m3	
		Echelle pour la vue 1/50	Page 1/1
		Echelle pour la section 1/50	

Annexe 11 : Evaluation du coût financier du projet

**PROJET DE CONSTRUCTION DE LA CASERNE DE LA GARDE REPUBLICAINE ESPACE
LOGISTIQUE****CADRE DU DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF**

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	UTE	QUANTITE	PRIX UNITAIRES	MONTANT PARTIEL
RDC					
-	-	-	-	-	-
100	TRAVAUX PREPARATOIRES				
101	Implantation	m ²	1 630,91	700	1 141 636
	Total 100				1 141 636
200	TERRASSEMENT				
201	Fouilles en trous ou en rigoles	m ³	231,61	2 000	463 220
202	Remblai provenant des fouilles	m ³	131,91	1 000	131 910
203	Remblai en terre d' apport	m ³	699,89	8 500	5 949 037
	Total 200				6 544 167
300	MACONNERIES-BETON				
301	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m ³	9,99	55 000	549 450
302	Béton armé dosé à 300kg/m3 pour fondations	m ³	41,30	145 000	5 988 500
303	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poteaux,chaînages,longrines et voiles	m ³	156,44	170 000	26 594 800
304	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poutres, accrotère et chéneaux	m ³	72,01	200 000	14 402 000
305	Béton armé dosé à 250kg/m3 pour forme de dallage et renfort sous dallage	m ³	175,63	80 000	14 050 400

Annexe 11 : Evaluation du coût financier du projet

306	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour dalle pleine ep=15cm	m ³	23,32	100 000	2 332 136
307	Murs de soubassement en agglos plein de 10 cm	m ²	6,77	7 500	50 787
308	Murs de soubassement en agglos plein de 15 cm	m ²	135,96	7 500	1 019 692
309	Murs de soubassement en agglos plein de 20 cm	m ²	30,67	9 500	291 346
310	Murs de soubassement en agglos plein de 25 cm	m ²	147,84	9 000	1 330 580
311	Mur en élévation en agglos plein de 10 cm	m ²	71,90	7 500	539 220
312	Mur en élévation en agglos creux de 15 cm	m ²	405,43	8 500	3 446 155
313	Mur en élévation en agglos creux de 20 cm	m ²	405,43	9 000	3 648 870
314	Mur en élévation en agglos creux de 25 cm	m ²	318,34	9 500	3 024 230
315	Mur en élévation en agglos creux de 12 cm	m ²	325,19	7 500	2 438 925
316	Gros béton pour marche	m ³	0,42	45 000	18 934
317	Béton armé hydraulifuge dosé à 350kg/m ³ pour fosse de vidange	m ³	5,24	45 000	235 800
	Total 300				79 961 824
400	ENDUITS-REVÊTEMENTS				
401	Enduits verticaux étanches sur murs extérieurs dosés à 450 kg/m ³ e=2cm	m ²	1 173,28	4 000	4 693 120
402	Enduits verticaux sur murs intérieurs dosés à 450 kg/m ³ e=1,5cm	m ²	2 529,26	3 000	7 587 780
403	Enduits horizontaux sur dalle et sous accrotère dosés à 450 kg/m ³ e=2cm	m ²	329,67	3 500	1 153 845
404	Revêtement au sol en carreaux grès cérame	m ²	581,44	12 000	6 977 290
405	Plinthes en carreaux grès cérame	ml	444,42	3 000	1 333 260

Annexe 11 : Evaluation du coût financier du projet

406	Revêtement au sol en carreaux grès cérame anti dérapant pour les toilettes	m ²	41,77	12 000	501 267
407	Revêtement en faïence au mur dans les toilettes	m ²	237,09	12 000	2 845 128
408	Revêtement en époxy pour les zones de stationnement, garage et les rampes	m ²	709,84	22 500	15 971 400
	TOTAL 400				41 063 091
500	ENDUITS LISSES - PEINTURE				
501	Peintures à eau lessivable sur mur et au plafond	m ²	4032,20	2 500	10 080 500
502	Peintures à huile sur menuiserie en bois	m ²	155,43	3 000	466 290
	TOTAL 500				10 546 790
600	MENUISERIE- BOIS-METALLIQUES-ALU VITRERIE y compris huisserie, serrure vernis ou peinture de sécurité et toutes sujétions				
601	Fourniture et pose de portes en bois massif de dimensions 0,70/2,10	U	9	88 200	793 800
602	Fourniture et pose de portes en bois massif de dimensions 0,90/2,10	U	7	113 400	793 800
603	Fourniture et pose de portes en bois massif de dimensions 1,20/2,10	U	1	151 200	151 200
604	Fourniture et pose de portes métallique de dimensions 1,50/2,10	U	7	315 000	2 205 000
605	Fourniture et pose de portes métallique de dimensions 2,00/3,00	U	3	600 000	1 800 000
606	Fourniture et pose de fenêtres en alu vitrée y compris grille métallique anti-effraction de dimensions 0,70/0,70	U	2	36 750	73 500
607	Fourniture et pose de fenêtres en alu vitrée y compris grille métallique anti-effraction de dimensions 7,00/0,70	U	1	367 500	367 500

Annexe 11 : Evaluation du coût financier du projet

608	Fourniture et pose de fenêtres en alu vitrée y compris grille métallique anti-effraction de dimensions 0,70/1,50	U	2	78 750	157 500
609	Fourniture et pose de fenêtres en alu vitrée y compris grille métallique anti-effraction de dimensions 1,00/1,50	U	4	112 500	450 000
610	Fourniture et pose de fenêtres en alu vitrée y compris grille métallique anti-effraction de dimensions 2,50/1,50	U	7	281 250	1 968 750
611	Fourniture et pose de fenêtres en alu vitrée y compris grille métallique anti-effraction de dimensions 0,7/2,80	U	8	147 000	1 176 000
612	Fourniture et pose de vitrage de dimensions 9,40/1,50	U	1	1 057 500	1 057 500
613	Fourniture d'échelle en acier galvanisé pour accès à la fosse de vidange	U	1	50 000	50 000
614	Fourniture et pose de Faux plafond en dalle minérale non combustible et stable au feu	m ²	585	22 000	12 865 930
	TOTAL 600				23 910 507
700	ETANCHEITE				
701	Relevé d'étanchéité	ml	122,47	8 000	979 792
	TOTAL 700				979 792
900	CHARPENTE-COUVERTURE				
901	Poteaux métallique en HEA 260 y compris fixations et toutes autres sujétions	kg	127,66	4 000	510 620
902	Poutres métallique en HEA 240 y compris fixations et toutes autres sujétions	kg	3 964,27	4 000	15 857 072
903	Pannes métallique en IPE 180 y compris fixations et toutes autres sujétions	kg	12 031,70	3 000	36 095 100
904	Contreventement en Cornière de 50x50x5 y compris fixations et toutes autres sujétions	kg	642,00	2 000	1 284 000

Annexe 11 : Evaluation du coût financier du projet

905	Toiture en bac alu y compris faîtière et toutes autres sujétions	m ²	1 148,08	12 000	13 776 972
TOTAL 800					67 523 764

TOTAL RDC					231 671 571
------------------	--	--	--	--	--------------------

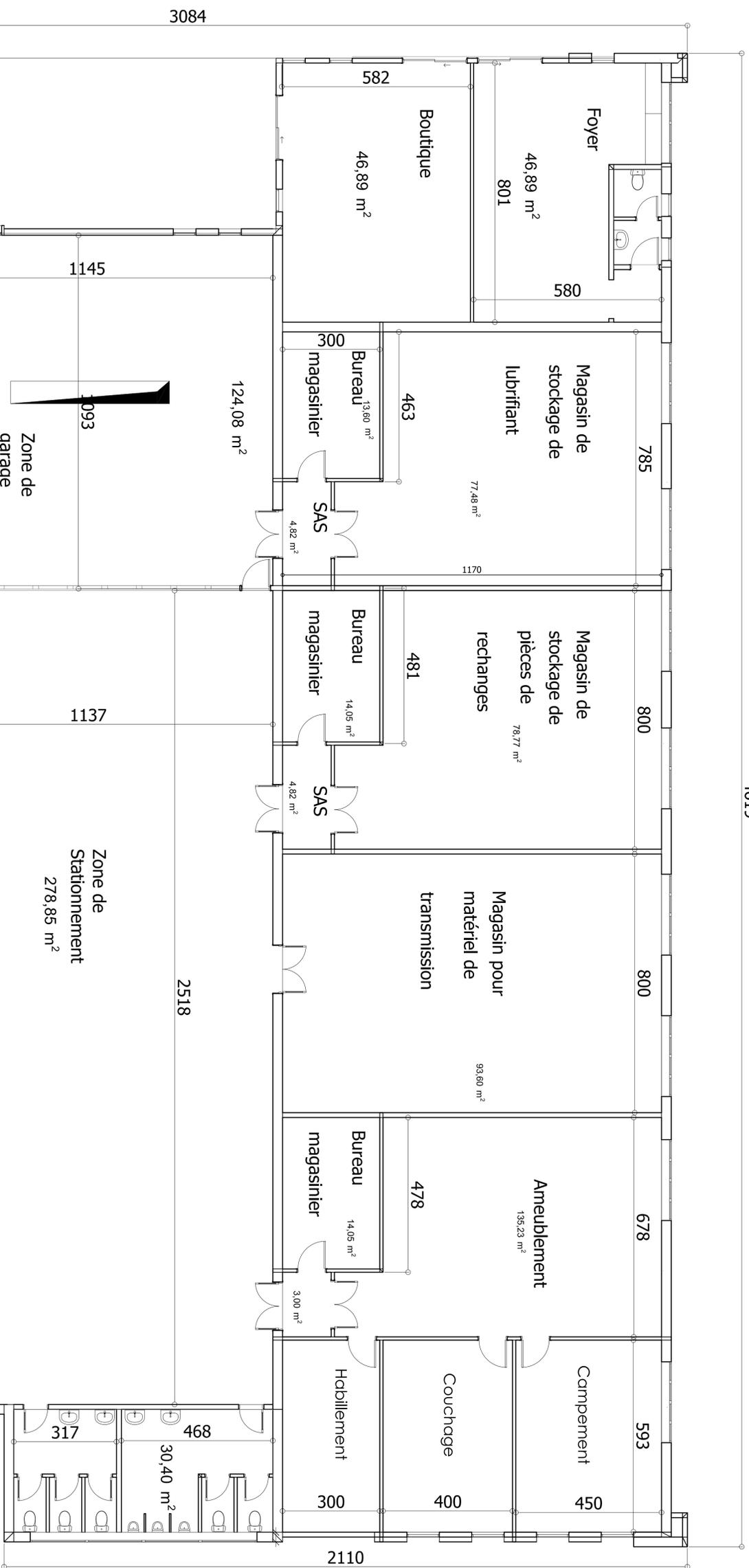
MONTANT HT					231 671 571
-------------------	--	--	--	--	--------------------

MONTANT TVA					41 700 883
--------------------	--	--	--	--	-------------------

MONTANT TOTAL TTC					273 372 454
--------------------------	--	--	--	--	--------------------

Annexe12 : Vue en plan de l'espace logistique

4619



ZIE
**INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE
 DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT**

**L'ACIER CONSEILS ET
 SERVICES**
 09 BP 349 Cotonou (Répub. Bénin)
 TEL. : (00229) 96 29 19 97
 E-Mail: acier_cs@yahoo.fr

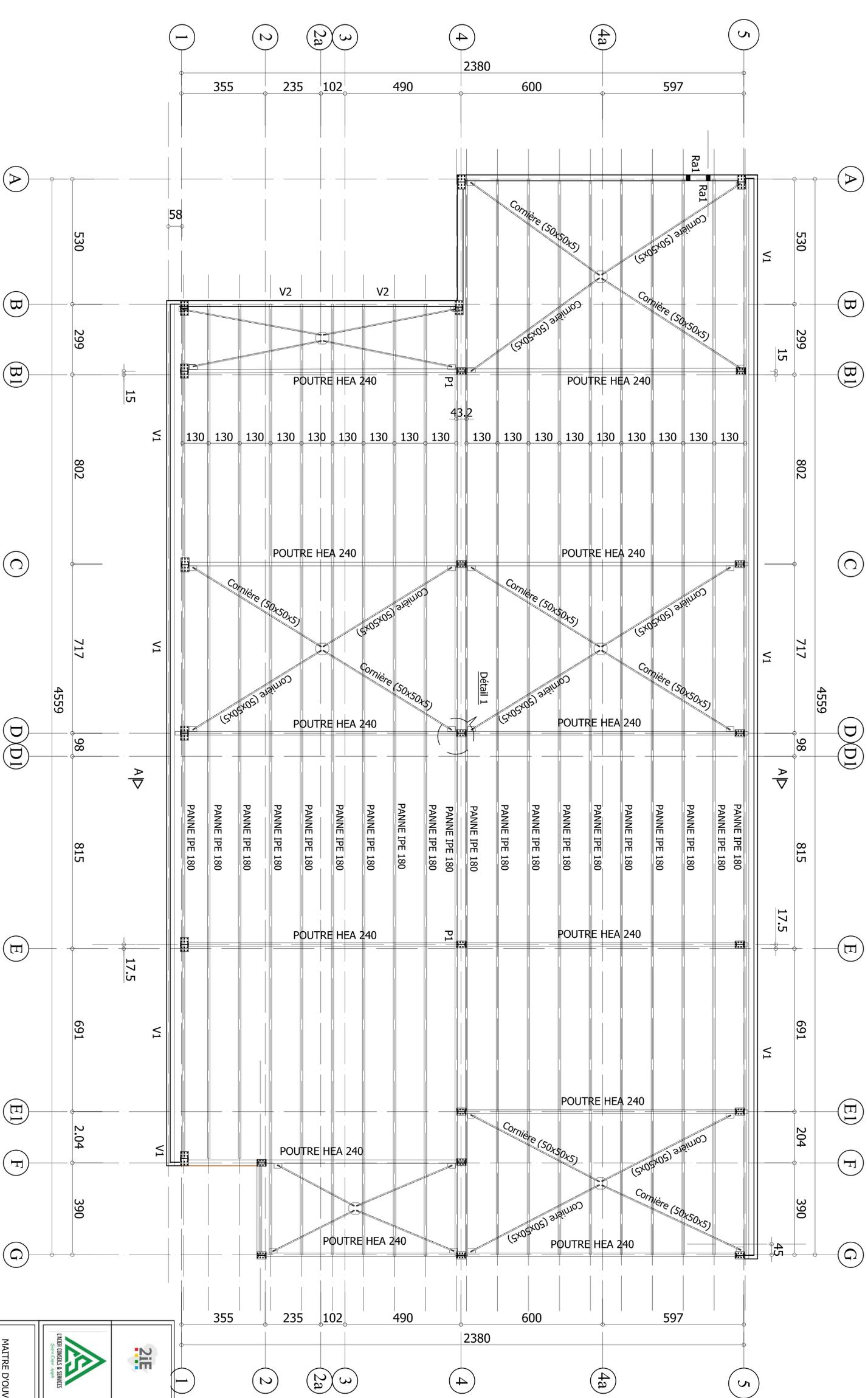
**MINISTRE DELEGUE AUPRES DU
 PRESIDENT DE LA REPUBLIQUE, CHARGE
 DE LA DEFENSE NATIONALE**

**MINISTRE DU CADRE DE VIE ET DU
 DEVELOPPEMENT DURABLE**

Cabinet i.CONCEPT
 Carré 6005 Villa 86 CITE HOUEYVHO, 13ème Arrondissement
 Commune de COTONOU 02 BP : 1956 COTONOU- Rép. du
 BENIN - Tél : (229 21 30 53 94 / 97 05 65 65) e-mail:
 tomnangayville@yahoo.

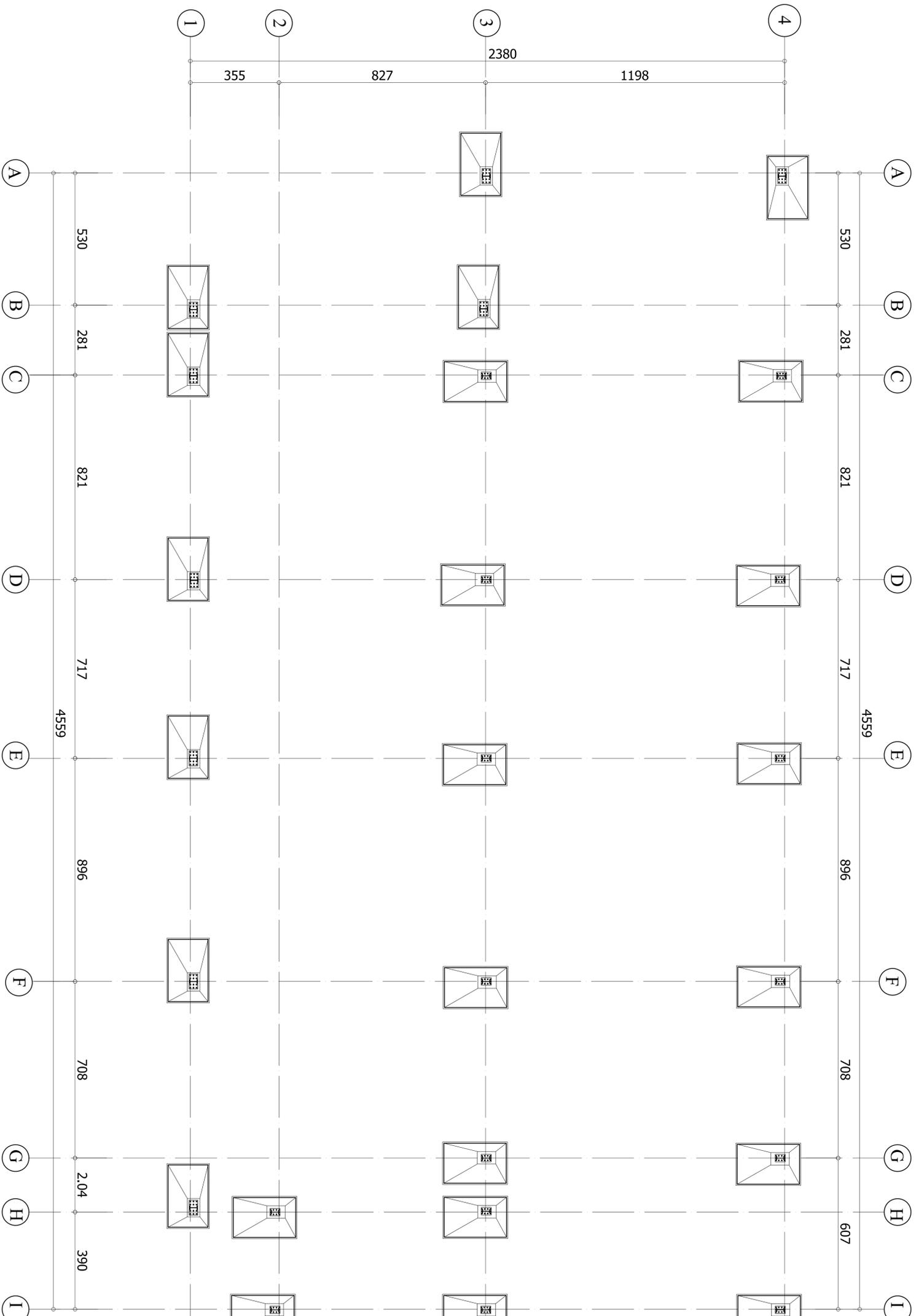
ETUDE TECHNIQUE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE: CAS DU HANGAR DE LA GARDE REPUBLICAINE DE COTONOU	
DOCUMENT	VUE EN PLAN ESPACE LOGISTIQUE
REALISE PAR:	Cabinet i.CONCEPT
	ECHELLE: 1/100

Annexe 13 : Détails de la charpente métallique



 INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT	
 L'ACIER CONSEILS ET SERVICES	
 MINISTRE DELEGUE AUPRES DU PRESIDENT DE LA REPUBLIQUE, CHARGE DE LA DEFENSE NATIONALE	
 MINISTRE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE	
 Cabinet 1.CONCEPT Carré 6005 Villa 86 CITE HOUEYVHO, 13ème Arrondissement Commune de COTONOU 02 BP : 1956 COTONOU- Rép. du BENIN - Tél : (229 21 30 53 94 / 97 05 65 65) e-mail: tomnangayvillie@yahoo.com	
ETUDE TECHNIQUE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE: CAS DU HANGAR DE LA GARDE REPUBLICAINE DE COTONOU	
DOCUMENT	VUE EN PLAN CHARPENTE ESPACE LOGISTIQUE
REALISE PAR:	ZOHOU MALVINA D. GLORIA
ECHELLE: 1/100	

Annexe 14 : Vue en plan fondation (implantation des semelles)



 INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT		 L'ACIER CONSEILS ET SERVICES 09 BP 240 Cotonou (Rég. Béni) TEL : (00229) 96 29 19 97 E-Mail: acier_esc@yahoofr													
 MINISTRE DELEGUE AUPRES DU PRESIDENT DE LA REPUBLIQUE, CHARGE DE LA DEFENSE NATIONALE		 MINISTRE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE													
MATRE D'OUVRAGE MATRE D'OUVRAGE DELEGUE		MATRE D'OEUVRE  Cabinet I'CONCEPT Carré 6005 Villa B8 CITE HOUEYHO, 13ème Arrondissement Commune de COTONOU 02 BP : 1966 COTONOU- Rép. du BENIN - Tél : (229 21 30 53 94 / 97 05 65 65) e-mail: tomahangacyrille@yahoo.													
ETUDE TECHNIQUE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE: CAS DU HANGAR DE LA GARDE REPUBLICAINE DE COTONOU															
DOCUMENT		VUE EN PLAN FONDATION (IMPLANTATION DES SEMELLES)													
REALISE PAR: ZOHOU MALVINA D. GLORIA		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">TABLEAU DES SEMELLES</th> <th colspan="2">NOMBRE</th> </tr> <tr> <th>NOMS</th> <th>DIMENSIONS</th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S</td> <td>160x24x38R</td> <td>24</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		TABLEAU DES SEMELLES		NOMBRE		NOMS	DIMENSIONS			S	160x24x38R	24	
TABLEAU DES SEMELLES		NOMBRE													
NOMS	DIMENSIONS														
S	160x24x38R	24													
		ECHELLE: 1/100													

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
SOMMAIRE	v
ABREVIATIONS ET SIGLES	vii
LISTE DES FIGURES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX	xii
INTRODUCTION GENERALE	1
OBJECTIFS DE L'ETUDE ET RESULTATS ATTENDUS.....	2
Chapitre I. PRESENTATION DU CADRE DU PROJET.....	4
I.1. Présentation de la structure d'accueil.....	4
I.1.1. Historique de la structure d'accueil	4
I.1.2. Situation géographique de la structure d'accueil.....	4
I.1.3. Nature et statut de la structure d'accueil	5
I.1.4. Profils bref et objectif du cabinet.....	5
I.2. Présentation du projet d'étude.....	7
I.2.1. Contexte du projet.....	7

I.2.2.	Présentation architecturale de l'ouvrage à étudier	7
I.3.	Matériaux et outils de dimensionnement.....	8
I.3.1.	Logiciels utilisés	8
I.3.2.	Règlements techniques utilisés.....	8
I.3.3.	Données géotechniques	9
I.3.4.	Caractéristiques des matériaux utilisés.....	9
Chapitre II.	GENERALITES SUR LES CONSTRUCTIONS EN CHARPENTE METALLIQUE.....	10
II.1.	Avantages et inconvénients d'une structure en charpente métallique.....	10
II.1.1.	Les avantages d'une structure en charpente métallique	10
II.1.2.	Les inconvénients d'une structure en charpente métallique	10
II.2.	Les principes de conception d'une charpente métallique.....	11
II.2.1.	Choix des profilés.....	11
II.2.2.	Choix des assemblages	12
Chapitre III.	CONCEPTION DU MODELE DE LA STRUCTURE	16
III.1.	Description de l'ossature métallique	16
III.1.1.	Les portiques	17
III.1.2.	Les pannes	17
III.1.3.	Justification du contreventement.....	18
III.1.4.	Couverture et bardage.....	19
III.2.	Fondation de l'ouvrage	19

Chapitre IV.	DETERMINATION DES CHARGES AGISSANTES SUR LA STRUCTURE	20
IV.1.	Charges permanentes	20
IV.2.	Surcharges d'entretien	20
IV.3.	Étude au vent de la structure	20
IV.3.1.	Pression dynamique du vent à la hauteur.....	22
IV.3.2.	Coefficient de pression résultante	22
Chapitre V.	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX DE LA CHARPENTE	28
V.1.	Dimensionnement des pannes.....	28
V.1.1.	Descente des charges sur la panne	30
V.1.2.	Combinaison d'action	31
V.1.3.	Calcul des sollicitations	32
V.1.4.	Vérification de la condition de résistance à l'ELU	33
V.1.5.	Vérification de la condition de flèche à l'ELS	34
V.1.6.	Vérification à l'effort tranchant	35
V.1.7.	Vérification au déversement de la panne	36
V.1.8.	Proposition d'une autre variante	37
V.2.	Etude et dimensionnement des liernes à mettre en place.....	38
V.2.1.	Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes.....	39
V.2.2.	Calcul des efforts dans les différents tronçons	39
V.2.3.	Dimensionnement des liernes	40

V.3.	Dimensionnement des lisses de bardage	41
V.3.1.	Étude des lisses du long pan	42
V.3.2.	Étude des lisses sur pignon	45
V.4.	Les contreventements supérieurs	46
V.4.1.	Calcul de la charge du vent sur les contreventements.....	47
V.4.2.	Vérification de la section de la diagonale	47
V.5.	Étude du portique le plus chargé de la charpente	47
V.5.1.	Descente des charges sur le portique	48
V.5.2.	Combinaison d'action	49
V.5.3.	Sollicitations M, N et T	49
V.5.4.	Dimensionnement des traverses	51
V.5.5.	Dimensionnement des poteaux	52
V.6.	Etude des assemblages de la structure	53
V.6.1.	Assemblage traverse-poteau	56
V.6.2.	Assemblage pied de poteau.....	58
V.6.3.	Assemblage panne-traverse.....	61
V.6.4.	Assemblage du poteau central avec les deux traverses.....	62
Chapitre VI.	DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES EN FONDATION	64
VI.1.	Les longrines.....	64
VI.1.1.	Principe de dimensionnement de la longrine	65

VI.1.2. Prédimensionnement de la longrine.....	65
VI.1.3. Descente de charges sur la longrine	66
VI.1.4. Détermination des sollicitations	66
VI.1.5. Dimensionnement des longrines dans robot	67
VI.2. Les massifs et semelles isolées	68
Chapitre VII. EVALUATION DU COÛT DU PROJET	70
CONCLUSION	71
BIBLIOGRAPHIE.....	72
ANNEXES	74
TABLE DES MATIERES	76