

**ETUDES TECHNIQUES DE LA STRUCTURE EN CHARPENTE
METALLIQUE ET MIXTE D'UNE USINE DE FABRICATION
DE PRODUITS ALIMENTAIRES A SAONRE (BURKINA FASO).**

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par

Aboubacar TIENORE (2013 0553)

Directeur de Mémoire : **Moussa LO**, Enseignant à 2iE, Département GCH

Maître de stage : **Joseph FADOUL**, Directeur Général de SIBA

Structure d'accueil : Société Industrielle Burkinabé des Aliments (SIBA)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Abdou LAWANE

Membres et correcteurs : M. Césaire HEMA

M. Philbert NSHIMIYIMANA

Promotion [2018/2019]

DEDICACES

Je dédie ce travail :

Mes grands-parents :

- El hadj Amadou TIENORE
- El hadj Boubacar DANKAMBARY

Qu'Allah leur fasse miséricorde et leur accorde le paradis ;

Mes chers parents :

- Mon père qui s'est toujours sacrifié pour m'assurer une bonne éducation
- Ma chère mère pour son soutien et les prières qu'elle ne cesse de faire pour moi ;

Qu'Allah vous récompense de la plus belle des manières.

A Toute ma famille.

REMERCIEMENTS

Nombreuses sont les personnes qui, sans leur soutien, l'aboutissement de ce travail ne serait pas une réalité. Ainsi nous adressons nos sincères remerciements et reconnaissances à notre famille et à toute personne ayant contribué d'une manière ou d'une autre à ma formation et à la réalisation de ce mémoire, particulièrement :

- Tout d'abord à Dieu Le Tout-Miséricordieux ;
- Mon Directeur de mémoire, Monsieur Moussa LO, pour son encadrement, ses précieux conseils et suggestions et sa contribution à l'élaboration de ce mémoire ;
- Tout le corps professoral et administratif de l'Institut 2iE pour toutes les formations et compétences transmises ;
- Au Directeur Général de SIBA, Monsieur Joseph FADOUL qui m'a permis d'effectuer le stage au sein de son entreprise ;
- Tout le personnel de FADOUL-TECHNIBOIS et Diacfa Automobiles qui m'ont chaleureusement accueilli et accompagné durant mon stage ;
- Mes parents, mes frères et sœurs qui m'ont aidé, soutenu et encouragé tout au long de mon cursus ;
- Au Docteur Emile Pierre BAZYOMO pour son soutien et ses encouragements ;
- Au Docteur Michel SANOGO pour son soutien et ses encouragements ;
- Mes amis et promotionnaires pour leur soutiens et remarques ;

Que toutes ces personnes ainsi que celles qui n'ont pas pu être citées, trouvent à travers ces lignes, l'expression de ma profonde gratitude.

RESUME

Dans le cadre de sa politique d'accompagnement de l'Etat burkinabé dans le développement, la Société Industrielle Burkinabé des Aliments (SIBA) envisage de construire une usine de transformation d'aliments en charpente métallique (et mixte) pour sa production.

Ce présent document intitulé « Etudes techniques d'une usine de fabrication de produits alimentaires en charpente métallique et mixte » porte sur la conception et le dimensionnement de la structure de l'usine.

Le bâtiment est constitué de huit bureaux, de toilette, d'une salle de machine, une zone de lavage, une salle de stockage de produit fini, une salle de stockage de matières premières.

La toiture et le bardage sont en panneaux sandwich d'épaisseur 70 mm respectivement en polyuréthane et en laine de roche.

Les poteaux et poutres qui composent la structure sont en Profilés Reconstitués Soudés (PRS) avec une nuance d'acier S235. Tous ont en commun une même largeur de semelle (b_f) afin de faciliter les assemblages. Les assemblages majeurs de la structure sont du type boulonné avec des boulons de haute résistance (HR) et une moyenne de 8 boulons par assemblage.

Les pieds de poteaux sont constitués de six (06) tiges d'ancrages de diamètre 24 mm et de classe 8.8 avec une platine d'épaisseur 20 mm ; le tout repose sur deux types de potelets en béton armé (C25/30) d'une hauteur moyenne de 1 m avec des sections de (60x55) cm et (70x55) cm constituées d'armature HA16, HA14 et HA12 ;

Les semelles isolées sont de dimensions (1,8x1,8x0,4) m et (2,5x1,8x0,55) m et constituées d'armature HA10 et HA12.

Le coût de la réalisation a été estimé à quatre cent soixante-deux millions neuf cent trente-huit mille sept cent quinze franc CFA (462 938 715 F CFA) TTC.

Mots Clés :

-
- 1 - Charpente métallique
 - 2 – Plancher mixte
 - 3 – Profilés laminés
 - 4 – Profilés reconstitués soudés (PRS)
 - 5- Assemblages

ABSTRACT

As part of its policy of accompanying the State of Burkina Faso in development, the Burkinabé Industrial Food Company (SIBA) plans to build a food processing plant in metal frame (and mixed) for its production.

This document, titled "Technical Studies of a Steel and Mixed of manufacturing plant for production of food", addresses the design and sizing of the plant structure.

The building consists of eight offices, a toilet, a machine room, a washing area, a finished product storage room, a storage room for raw materials.

The roof and cladding are sandwich panels 70 mm thick respectively polyurethane and rock wool.

The columns and beams that make up the structure are in Welded Reconstituted Profiles (PRS) with a grade of S235 steel. All have the same width of sole (bf) in order to facilitate assemblies. Major structural assemblies are bolted type with high strength bolts (HR) and an average of 8 bolts per assembly.

The feet of posts consist of six (06) anchor rods of diameter 24 mm and class 8.8 with a plate thickness of 20 mm; the whole is based on two types of reinforced concrete posts (C25 / 30) with an average height of 1 m with sections of (60x55) cm and (70x55) cm made of reinforcement HA16, HA12 and HA12;

The insulated soles are of dimensions (1,8x1,8x0,4) m and (2,5x1,8x0,55) m and constituted of armature HA10 and HA12.

The cost of the project has been estimated at four hundred and sixty-two million nine hundred and thirty-eight thousand seven hundred and fifteen CFA francs (462,938,715 CFA francs).

Keywords:

-
- 1 - Metal frame
 - 2 – Mixed floor
 - 3 – Rolled sections
 - 4 – Reconstituted welded sections (PRS)
 - 5 – Assemblies

LISTE DES ABREVIATIONS

SIBA : Société Industrielle Burkinabé des Aliments
EC : Eurocode
BAEL : Béton Armé aux Etats Limites
BA : Béton Armé
ELU : Etat Limite Ultime
ELS : Etat limite de Service
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_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon
G : Module de Cisaillement
M : Moment fléchissant
N : Effort axial de traction ou de compression
 N_{pl} : Effort normal de plastification
 N_u : Effort normal ultime
Rd : Résistance de calcul du matériau
Sd : Valeur de calcul d'une sollicitation à l'état limite considéré
 χ : Coefficient de réduction de flambement
 χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité qui s'applique à la résistance
 λ_k : Élancement eulérien
 ν : Coefficient de poisson
 λ : Élancement réduit pour le mode flambement considéré
 λ_{LT} : Élancement de déversement
 A_w : Section de l'âme d'une pièce
 d_b : Diamètre nominal des tiges des boulons
d : Hauteur de la partie droite d'une âme de poutre
 d_o : Diamètre de perçage des trous de boulonnage
 M_{el} : Moment élastique

M_{pl} : Moment plastique

M_R : Moment résistant

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre

W_{eff} : Module de résistance efficace

W_{el} : Module de résistance élastique

W_{pl} : Module de résistance plastique

$\varnothing$: Diamètre d'un boulon ou d'une tige

a : Gorge d'un cordon de soudure

e : Épaisseur d'une platine

i : Rayon de giration d'une section

l : Longueur en général ou portée d'une poutre

l_k : Longueur de flambement

r : Rayon de courbure

A_{net} : Section nette d'une pièce égalant à l'aire brute diminuée des aires des trous de boulons

A_v : Aire de cisaillement

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
LISTE DES TABLEAUX	xiv
LISTE DES FIGURES.....	xvi
I. INTRODUCTION.....	1
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE ..	2
1. Présentation de la structure	2
2. Présentation de la zone d'étude	2
III. PRESENTATION DU PROJET	2
1. Contexte et justification du projet	2
2. Présentation du projet.....	3
a. Architecture du projet.....	3
3. Objectif de l'étude	5
4. Données de base du projet.....	6
a. Hypothèses de calcul	6
b. Etude au vent de la structure	7
❖ Pression dynamique du vent à la hauteur h : qh	7
❖ Coefficient de pression résultante C_r	7
1. Pression dynamique du vent revenant à chaque élément	9
IV. METHODOLOGIE DE LA CONCEPTION	10
V. DIMENSIONNEMENT DE LA COUVERTURE ET DU BARDAGE	12
1. Couverture.....	12
2. Bardage.....	12

VI.	DIMENSIONNEMENT DE LA PANNE	12
1.	Paramètre de base	13
2.	Charges appliquées.....	13
a.	Charges permanentes	13
b.	Surcharges d'entretien.....	13
c.	Surcharges climatique du vent.....	13
3.	Conception de la panne	14
4.	Dimensionnement de la panne	15
a.	Vérification de la résistance	15
b.	Vérification de la flèche.....	15
VII.	DIMENSIONNEMENT DES LIERNES	17
1.	Disposition des liernes	17
2.	Calcul des sollicitations.....	18
a.	Réaction R au niveau du lierne.....	18
b.	Effort de traction dans les tronçons de liernes	18
c.	Calcul de la section des liernes.....	18
VIII.	DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS	19
1.	Effort du vent sur les pignons	19
2.	Calcul de la poutre au vent en pignon	19
a.	Evaluation des efforts horizontaux	20
b.	Effort en tête de potelet : F	20
c.	Effort de traction dans la diagonale	21
d.	Section de la diagonale	21
e.	Section des montants	21
3.	Calcul des palées de stabilité en longpan	22
a.	Effort en tête de potelet : P	22
b.	Section de la diagonale	22

IX.	CALCUL DES LISSES DE BARDAGE	23
1.	Evaluation des charges :	23
2.	Lisse de bardage pour pignon.....	23
a.	Dimensionnement de la lisse	24
b.	Calcul en flexion horizontale	24
c.	Calcul en flexion verticale	25
d.	Vérification des contraintes	25
3.	Lisse de bardage pour longpan.....	26
a.	Calcul en flexion horizontale.....	26
b.	Calcul en flexion verticale	26
c.	Vérification des contraintes	26
X.	CALCUL DES POTELETS DE PIGNONS	27
1.	Dimensionnement du potelet.....	27
2.	Vérification.....	27
a.	Vérification de la section au moment fléchissant	28
b.	Vérification de la section à la compression	28
XI.	CONCEPTION DU PLANCHER MIXTE	29
1.	Conception de la dalle mixte.....	29
a.	Conception du bac collaborant	29
b.	Choix de l'épaisseur de la dalle	29
2.	Vérification de la résistance de la tôle.....	30
3.	Conception de la poutraison du plancher	30
XII.	DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER MIXTE	31
1.	Calcul de la résistance de la section (tôle-béton)	31
a.	Moment résistant positif	31
b.	Moment résistant négatif.....	32
c.	Cisaillement vertical	33

d.	Cisaillement longitudinal	33
e.	Résistance de cisaillement avec ancrage à l'extrémité	33
2.	Calcul des flèches (vérification à l'ELS)	34
3.	Vérification du comportement vibratoire	34
4.	Calcul des sollicitations internes	35
a.	En phase de construction	35
b.	En phase de service	35
5.	Vérification de la résistance	35
6.	Dimensionnement des éléments de la poutraison (Sommiers et Solives).....	35
a.	Dimensionnement des solives	36
b.	Dimensionnement des sommiers	38
XIII.	DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER	39
1.	Evaluation des charges	39
2.	Dimensionnement des marches et contre marches.....	39
3.	Dimensionnement des éléments porteurs	40
a.	Les cornières de marches.....	40
b.	Dimensionnement du limon	40
XIV.	DIMENSIONNEMENT DU PORTIQUE.....	42
1.	Calcul des sollicitations.....	43
2.	Dimensionnement de la traverse	43
3.	Dimensionnement de la poutre de rive.....	44
4.	Dimensionnement du poteau	44
a.	Dimensionnement du poteau de rive	44
b.	Dimensionnement du poteau central.....	45
5.	Dimensionnement des poteaux supportant le plancher	45
a.	Dimensionnement du poteau de hauteur 3,50 m	45
b.	Dimensionnement du poteau de hauteur 6.00 m.....	45

6.	Vérification des poutres du plancher	45
a.	Poutre de longueur 8.10 m.....	45
b.	Poutre de longueur 6,7 m	46
c.	Poutre de longueur 5.3 m.....	46
XV.	CONCEPTION DU PORTIQUE (PRS)	47
1.	Dimensionnement de la traverse	47
2.	Dimensionnement du poteau	47
a.	Dimensionnement du poteau de rive	47
b.	Dimensionnement du poteau central.....	47
3.	Dimensionnement des poteaux supportant le plancher	48
a.	Dimensionnement du poteau de hauteur 3.50 m	48
b.	Dimensionnement du poteau de hauteur 6.00 m.....	48
4.	Vérification des poutres du plancher	48
a.	Poutre de longueur 8.10 m.....	48
b.	Poutre de longueur 6.70 m et 5.30 m	49
XVI.	CALCUL DES ASSEMBLAGES	50
1.	Assemblages pannes-traverse (échantignole).....	50
2.	Assemblages des éléments du portique	51
a.	Assemblage traverse-poteaux de rive	51
b.	Assemblage traverse-poteaux central (faîtage)	52
c.	Assemblage traverse-traverse	52
d.	Assemblage de la poutraison du plancher.....	53
3.	Assemblage pieds de poteau	53
a.	Assemblage pieds de poteau de poutraison	53
b.	Assemblage pieds de poteau de portique	55
4.	Soudage des éléments.....	56
a.	Soudage des profilés reconstitués soudés PRS.....	56

b.	Autres travaux de soudage	56
XVII.	DIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE EN BETON ARME	57
1.	Dimensionnement de la longrine.....	57
a.	Pré-dimensionnement	57
b.	Dimensionnement	57
2.	Dimensionnement des semelles isolées.....	58
a.	Dimensionnement du potelet en BA.....	58
3.	Dimensionnement des semelles	59
a.	Dimensionnement des semelles sous plancher	59
b.	Dimensionnement des semelles sous portique.....	59
4.	Dimensionnement du dallage	59
XVIII.	EVALUATION ET ESTIMATION DU COUT DU PROJET	60
1.	Avant métré	60
2.	Estimation du cout du projet	60
XIX.	PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX.....	61
XX.	ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	62
XXI.	CONCLUSION	63
1.	Conclusion.....	63
2.	Recommandations	63
	BIBLIOGRAPHIE	64
	ANNEXES	65

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Coefficients de pressions intérieures et extérieures	8
Tableau 2: Pressions dynamiques du vent sur chaque élément.....	9
Tableau 3: Caractéristique de la couverture	12
Tableau 4: Caractéristiques du bardage	12
Tableau 5: Charges de vent agissant sur la panne	13
Tableau 6: Les charges appliquées à la panne.....	13
Tableau 7: Evaluation des charges	14
Tableau 8: Les combinaisons d'actions	14
Tableau 9: Valeur des charges sous combinaison.....	14
Tableau 10: Caractéristiques de l'IPE 100.....	15
Tableau 11: Efforts de traction dans les tronçons de liernes	18
Tableau 12: Caractéristiques du pignon	20
Tableau 13: Caractéristique de la cornière pour les diagonales	21
Tableau 14: Caractéristiques des montants de poutre au vent.....	21
Tableau 15: Caractéristiques des cornières pour palée de stabilité	23
Tableau 16: Charges agissant sur les lisses de bardage	23
Tableau 17: Données de la lisse pour pignon.....	23
Tableau 18: Caractéristiques de l'UAP 100.....	24
Tableau 19: Caractéristiques de l'UAP 150.....	24
Tableau 20: caractéristiques de l'UAP 175	25
Tableau 21: Caractéristiques du HEA 160	27
Tableau 22: Caractéristiques de la tôle choisie	29
Tableau 23: Caractéristiques des trames de poutraison	31
Tableau 24: Caractéristiques du goujon	33
Tableau 25: Tableau comparatif des sollicitations de la dalle mixte	35
Tableau 26: Charges agissant sur le sommier	38
Tableau 27: Tableau comparatif des sollicitations du sommier	39
Tableau 28: Charges prises en compte dans le calcul du portique.....	42
Tableau 29: Combinaison des charges appliquées	42
Tableau 30: Efforts agissant sur la traverse	43
Tableau 31: Effort agissant la poutre de rive	44
Tableau 32: Effort agissant sur le poteau de rive	44

Tableau 33: effort agissant sur le poteau central	45
Tableau 34: Effort agissant sur le poteau de 3.5m	45
Tableau 35: Effort agissant sur le poteau de 6 m	45
Tableau 36: Effort agissant sur la poutre de 8.10 m.....	46
Tableau 37: Effort agissant sur la poutre de 6.70 m.....	46
Tableau 38: Effort agissant sur la poutre de 5.30 m.....	46
Tableau 39: Caractéristiques de la traverse en PRS	47
Tableau 40: Caractéristiques du poteau de rive en PRS.....	47
Tableau 41: Caractéristiques du poteau central en PRS.....	47
Tableau 42: Caractéristique de poteau de 3.5 m en PRS	48
Tableau 43: Caractéristiques du poteau de 6.7 m en PRS.....	48
Tableau 44: Caractéristiques de la poutre de 8.10 m	48
Tableau 45: Caractéristiques de la poutre de 6.70 m / 5.30 m	49
Tableau 46: Sollicitations et choix de l'assemblage	51
Tableau 47: Section des boulons et dispositions constructives pour traverse-poteau de rive..	51
Tableau 48: Section des boulons et dispositions constructives pour traverse-poteau central..	52
Tableau 49: Section des boulons et dispositions constructives pour traverse-traverse.....	52
Tableau 50: Section des boulons et dispositions constructives pour poutraison.....	53
Tableau 51: Charges appliquées à la longrine.....	57
Tableau 52: Dimensions des potelets	58
Tableau 53: Charges appliquées au potelets sous plancher.....	58
Tableau 54: Charges appliquées au potelet sous portique.....	59
Tableau 56: Répartition des coûts par lot.....	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Plan de situation du site de projet	Erreur ! Signet non défini.	2
Figure 2: Plan de niveau du bâtiment.....		4
Figure 3: Vue en perspective du bâtiment.....		5
Figure 4: Modèle structurale du bâtiment		5
Figure 5: Disposition des liernes		17
Figure 6: Réaction au niveau du lierne.....		18
Figure 7: Exemple de disposition de poutre au vent		19
Figure 8: Représentation statique des poutres au vent		20
Figure 9: Bilan des forces.....		21
Figure 10: Modèle de calcul des palées de stabilité		22
Figure 11: Schéma représentatif de la tôle		29
Figure 12: Repartions des contraintes sous moment positif.....		31
Figure 13: Repartions des contraintes sous moment négatif.....		32
Figure 14: La plus grande trame de poutraison.....		36
Figure 15: Coupe transversale de la section mixte.....		36
Figure 16: Schéma représentatif du limon		40
Figure 17: Schéma statique de calcul du limon.....		41
Figure 18: Disposition de l'échantignole		50
Figure 19: répartition des coûts en pourcentage.....	Erreur ! Signet non défini.	

I. INTRODUCTION

Au Burkina Faso, une stratégie de développement industrielle a été adoptée en 1998. Cette stratégie fait une grande place à la transformation locale des matières premières en vue de créer plus de valeur ajoutée et d'emplois. Le gouvernement burkinabé a affirmé sa volonté de faire du secteur privé le moteur de la croissance économique en adoptant le 22 mars 1999 par décret une stratégie pour le développement du secteur privé qui repose sur quatre axes qui sont : l'amélioration du cadre juridique et de l'environnement des affaires, la réduction des coûts de facteurs de production, l'amélioration de l'infrastructure matérielle et l'amélioration de la chaîne de transport.

C'est dans ce cadre qu'il a été décidé la création de la Société Industrielle Burkinabé des Aliments (SIBA) dans le but d'accompagner le Burkina Faso dans cette logique de développement, d'où la présente étude.

Notre étude porte sur la conception et le dimensionnement de l'usine de ladite société en charpente métallique et mixte. Il sera question de dimensionner tous les éléments de la structure ; définir leurs assemblages ; dimensionner les fondations et évaluer le coût global du projet. Pour ce faire, dans le cadre de ce mémoire notre travail reposera sur les grandes parties définies comme suit

- ✚ Dans un premier temps nous allons situer la zone du projet et l'architecture de l'ouvrage à projeter ;
- ✚ Dans un second temps présenter la méthodologie et faire une étude structurale de l'ouvrage
- ✚ Et enfin faire une estimation du coût globale du projet

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

1. Présentation de la structure

La Société Industrielle Burkinabé des Aliments (SIBA) est une nouvelle société créée en 2019 par Monsieur Joseph FADOUL dans le but d'accompagner le Burkina Faso dans sa dynamique de développement du secteur industriel. Elle a pour rôle principal la fabrication de produits alimentaires destinés à la population. Cette société vient renforcer le secteur industriel du Burkina Faso peu développé. Le thème qui nous a été confié par la structure d'accueil rentre dans le cadre de la construction de l'unité de production (usine) de ladite société. La mission confiée est de proposer une étude technique de la structure de l'usine.

2. Présentation de la zone d'étude

Le projet est situé en Afrique de l'Ouest plus précisément au Burkina Faso.

Le site du projet se trouve à Ouagadougou, dans la zone non-lotie du quartier de Saonré, à environ 2 km de l'usine « Brafaso » et 1.5 km de la centrale électrique de Komsilga.



Figure 1: Plan de situation du site de projet

III. PRESENTATION DU PROJET

1. Contexte et justification du projet

La filière agro-alimentaire est encore peu développée au Burkina Faso. La transformation des produits tels le beurre de karité, d'huiles végétales est encore largement artisanale et peu portée vers l'industrialisation. Une grande partie de ces produits est exportée sans transformation vers d'autres pays dans la sous-région où ils sont transformés pour la consommation locale ou la

réexpédiée vers le marché européen. Il y a aussi quelques créneaux porteurs tels que les fruits et légumes séchés, dont le chiffre d'affaires est estimé au-delà d'un milliard FCFA.

C'est dans ce contexte que le projet de construction d'une usine de transformation d'aliments a été initié au profit de la société SIBA (Société Industrielle Burkinabé des Aliments) par son Directeur Général, Monsieur Joseph FADOUL, afin de contribuer au développement de l'industrialisation de la filière agro-alimentaire.

L'usine sera construite en charpentes métallique et mixte (au vue de ses différents avantages) ; les études techniques (conception, dimensionnement et exécution) feront l'objet du présent mémoire.

2. Présentation du projet

a. Architecture du projet

L'ouvrage à ériger est une usine de transformation d'aliments de type R+1, d'une superficie d'environ 1929 m² soit 47,4 m de long et 40,7 m de large et d'une hauteur de 12,2 m. Le bâtiment a une structure essentiellement réalisée en acier et revêtu de différents matériaux selon les exigences du maître d'ouvrage.

Le choix architectural a été guidé par le souci de répondre aux besoins du personnel de l'usine en leur créant un cadre approprié pour mener à bien leur mission. On peut citer entre autre :

- La possibilité d'avoir un grand espace de travail et une facilité d'accès entre les différentes zones de travail
- La qualité de la lumière naturelle grâce à des ouvertures présentes sur les façades
- La qualité acoustique et thermique assurée d'une part par des parois isolées et d'autre part par la mise en place d'ouvertures en hauteur permettant le renouvellement permanent de l'air.

L'usine est subdivisée en deux parties, une zone administrative constituée de bureaux et une aire de travail des ouvriers.

Aménagement et esthétique

L'aménagement du bâtiment est fait de sorte à disposer de locaux au RDC pour le fonctionnement de l'usine. Le bâtiment dispose de deux (02) planchers à différents niveaux (3,5 m et 6 m) dont l'exploitation future n'est pas encore définie. Le bardage et la toiture sont recouverts de panneaux sandwich respectivement en laine de verre et en polystyrène de même que le cloisonnement intérieur. Ce qui permet d'assurer un confort et une isolation acoustique et thermique pour rendre favorables les conditions intérieures.

Le bâtiment dispose de trois (03) escaliers tous métalliques, de deux planchers mixtes et d'une charpente métallique.

Le RDC qui est le niveau en exploitation est constitué de huit (08) bureaux, de toilettes, d'une salle de machine, une zone de lavage, une salle de stockage de produit fini, une salle de stockage de matières premières, d'un couloir qui sépare la zone de travail des ouvriers et les bureaux.

Conditionnement d'air et sécurité incendie

Le conditionnement de l'air dans le bâtiment est réalisé en grande partie de façon naturelle, se faisant grâce aux matériaux utilisés dans la réalisation. Toutefois l'ensemble des bureaux bénéficie de l'installation de système de climatisation split et des brasseurs d'air sont disposés dans les autres locaux de l'usine.

Les installations seront conformes aux normes de sécurité en vigueur : des extincteurs, des poteaux d'incendie etc. seront prévus pour assurer la sécurité incendie au niveau du bâtiment.

Les figures 2 et 3 ci-dessous indiquent l'organisation du bâtiment.

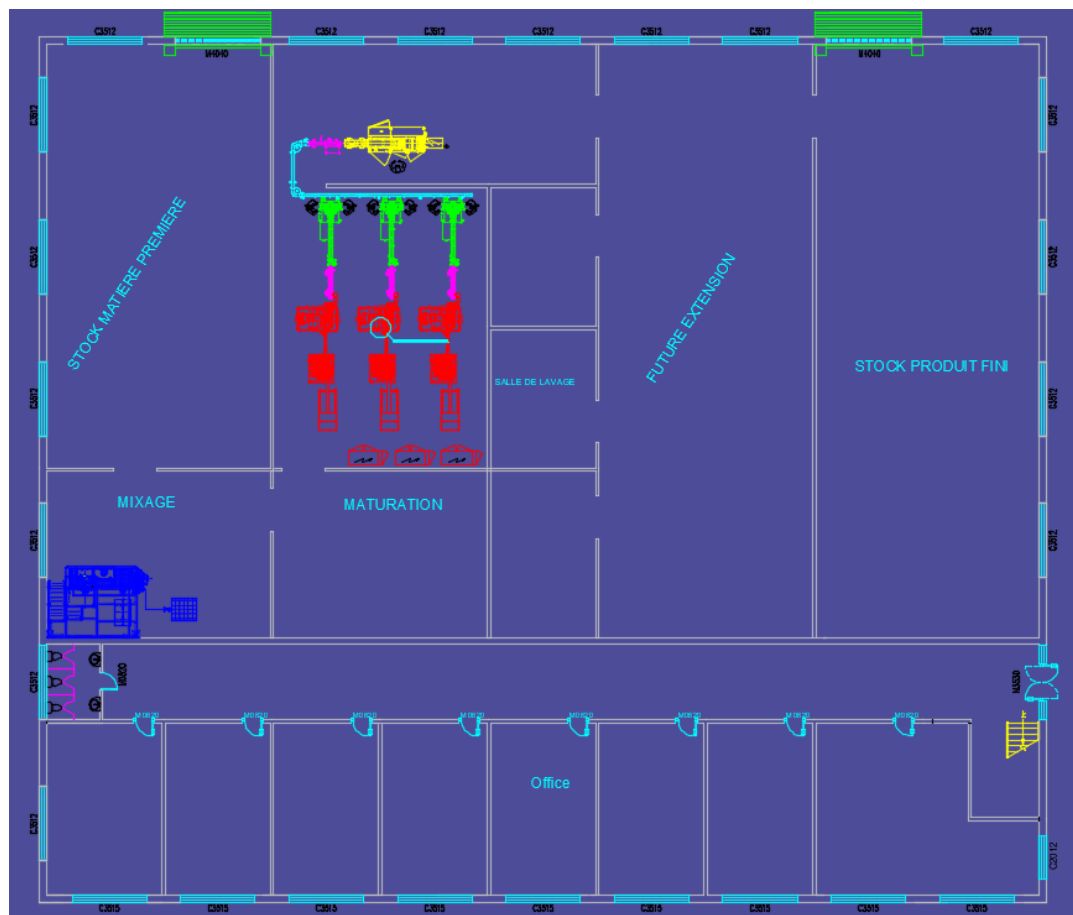




Figure 3: Vue en perspective du bâtiment

Model structural du projet

Le rôle de l'ingénieur est de concevoir et de dimensionner le modèle structural en veillant à ce que la stabilité de l'ouvrage soit assuré tout en tenant compte bien évidemment du facteur économique.

La structure de notre bâtiment entière métallique est constituée de dix (10) portiques regroupés en trois (03) catégories ; il possède également deux (02) planchers mixtes dont l'un a une hauteur sous plafond de 3,5 m et l'autre une hauteur de 6 m

La figure 4 suivante présente de façon sommaire le modèle structural.



Figure 4: Modèle structurale du bâtiment

3. Objectif de l'étude

L'objectif général de cette étude est d'effectuer le dimensionnement d'une charpente métallique avec un plancher mixte acier-béton.

Pour ce faire plusieurs objectifs spécifiques ont été fixés à savoir :

- Une étude de vent selon la norme NV 65 (2000)
- Le dimensionnement de la structure métallique selon l'Eurocode 3
- Le dimensionnement du plancher mixte acier-béton selon l'Eurocode 4
- Le dimensionnement de la structure en BA (BAEL 91 modifié 99)
- Une étude d'impact environnemental et social
- Un devis estimatif et quantitatif
- Un planning général d'exécution des travaux

4. Données de base du projet

a. Hypothèses de calcul

L'étude se fera conformément aux normes suivantes :

- NV 65 : qui définit et règlemente les actions du vent qui sont appliquées aux structures
- Eurocode 3 (EC3) : qui porte sur la conception et le dimensionnement des ouvrages de génie civil en acier.
- Eurocode 4 (EC4) : qui porte sur la conception et le dimensionnement des constructions mixtes acier-béton.
- Le BAEL 91 modifié 99 : pour tout ce qui concerne les calculs des éléments en béton.

❖ Caractéristiques des profiles

- Acier S 235 : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité $E = 210000 \text{ MPa}$

❖ Caractéristiques du béton

- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours de 25 MPa
- Poids volumique du béton armé 25 kN/m³
- La maçonnerie est composée de brique en terre comprimé (BTC) autobloquant dosés à 10% de ciment.

❖ Sol de fondation

Comme dans tout projet de génie civil, l'étude du sol sur lequel va être bâti un édifice est primordiale. En effet, le dernier élément qui supporte toutes les charges de la structure est le sol. Dans le cas de notre étude, la contrainte admissible du sol après étude géotechnique est de 0,20 MPa à une profondeur d'ancrage de 1,5 m.

❖ Quelques données du bâtiment

- Hauteur totale (faîtage) : $h = 12,2 \text{ m}$
- Longueur totale : $47,5 \text{ m}$
- Largeur totale : $40,82 \text{ m}$
- Plancher 1 (mixte) : $HSP = 3,5 \text{ m}$
- Plancher 2 (mixte) : $HSP = 6 \text{ m}$
- Toiture: pente 10%

b. Etude au vent de la structure

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend de plusieurs caractéristiques dont la vitesse du vent, la perméabilité des parois, la catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble, la configuration locale du terrain et la position dans l'espace.

La pression du vent se calcule par la formule suivante :

$$P = q_h * k_s * k_m * \delta * C_r \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

❖ Pression dynamique du vent à la hauteur h : q_h

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 :

C'est la pression dynamique agissant à une hauteur $h = 10 \text{ m}$ au-dessus du sol pour un site normal sans effet de masque et pour une surface de 0.50 m de côté.

Elle est fonction de la vitesse du vent qui est, selon le site de météorologie du Burkina Faso, $v = 35 \text{ m/s}$; soit :

$$q_{10} = \frac{V^2}{16,3} = \frac{35^2}{16,3} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

D'où notre site de construction se situe dans la zone III. On a alors :

$$q_h = 2,5 * \frac{12,2 + 18}{12,2 + 60} * 0,75 = 0,78 \text{ kN/m}^2$$

Aussi, suivant la nature du site de construction, on a $k_s = 1$; $k_m = 1$

(Voir les détails en annexe 1)

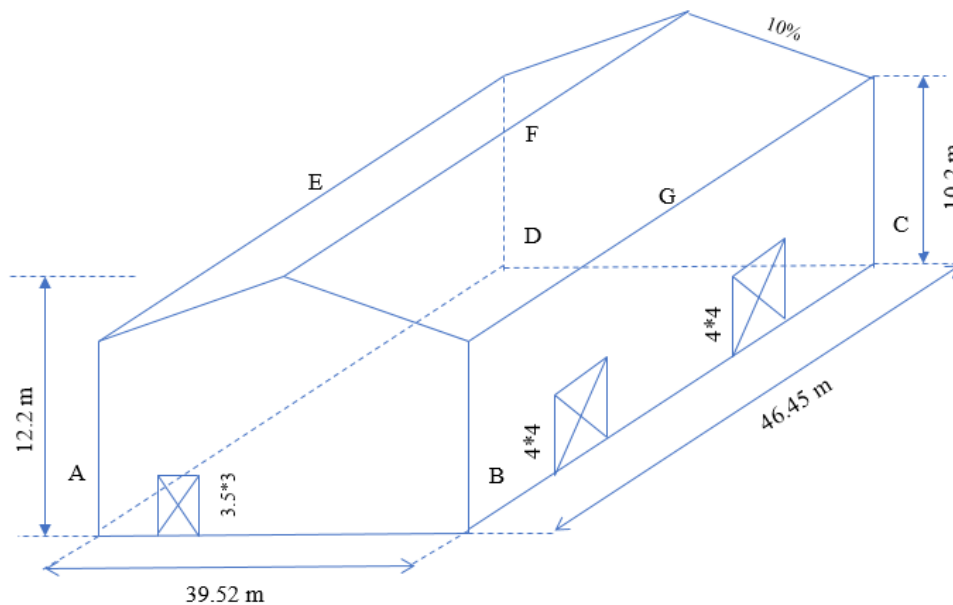
❖ Coefficient de pression résultante C_r

Il est donné par la différence entre le coefficient de pression extérieure et le coefficient de pression intérieure : $C_r = C_e - C_i$

La perméabilité des parois $\mu\%$

C'est le pourcentage de la surface totale des ouvertures sur la surface de la paroi

On constate ainsi que toutes les parois ont une perméabilité comprise entre 5% et 35% donc notre construction est partiellement ouverte. De ce fait les coefficients de pressions intérieures et extérieures sont calculés par interpolation linéaire entre la construction fermée et la construction ouverte. Les détails sont présentés en Annexe 1.



Les résultats des différents calculs sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 1: Coefficients de pressions intérieures et extérieures

Construction partiellement ouverte							
Direction du vent		Parois verticales				Versant de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
Coefficient de pression C_r	Pression	1,26	0,15	1,26	1,19	0,15	0,15
	Dépression	-0,8	-1,36	-0,82	-1,02	-0,96	-0,96
Construction fermée							
Direction du vent		Parois verticales				Versant de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
Coefficient de pression C_r	Pression	+1.0	+1.10	+1.00	+1.10	...	...
	Dépression	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0,95	-0,65

1. Pression dynamique du vent revenant à chaque élément

En appliquant la formule : $P = q_h * k_s * k_m * \delta * C_r$; on obtient :

Tableau 2: Pressions dynamiques du vent sur chaque élément

Eléments	Pressions (P en kN/m ²)	Pressions (P en kN/m)	Convention de signe
Panne	-0.62	-0.93	↑
Panne	0.097	0.15	↓
Traverse	-0.59	-3.01	↑
Traverse	0.092	0.47	↓
Poteau	-0.88	-4.49	←
Poteau	0.77	3.93	→
Potelet	-0.87	-4.08	←
Lisse	-0.88	-4.49	←

IV. METHODOLOGIE DE LA CONCEPTION

Le dimensionnement d'une structure métallique se déroule presque toujours dans l'ordre des étapes suivantes :

- Dessin de l'ossature principale (conception) ;
- Définition des actions appliquées à la structure (Evaluation des charges) ;
- Modélisation de la structure, analyse globale et détermination des sollicitations ;
- Dimensionnement des différents composants de la structure ;
- Choix, Conception et dimensionnement des assemblages.

Pour mieux s'orienter chronologiquement et définir clairement l'approche méthodologique dans cette étude, il est préparé soigneusement un cadre logique présenté dans le tableau N°3 qui permettra de cerner les activités à faire et les résultats suite à chaque objectif fixé préalablement.

Tableau 3: Cadre logique

<u>OBJECTIF GLOBAL</u> : Conception et Dimensionnement de la structure		
<u>OBJECTIFS SPECIFIQUES</u>	<u>ACTIVITES</u>	<u>RESULTATS ATTENDUS</u>
ETUDE DU VENT	Collecte des données météo	Détermination des efforts du vent sur la structure
DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE METALLIQUE	Conception et Dimensionnement des éléments de la structure	- Détermination des sections des profilés - Dessin d'exécution
DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER MIXTE	- Choix des caractéristiques de la tôle - Choix de l'épaisseur de la dalle en béton - Choix des caractéristiques du profilé - Choix du type de goudrons et ses caractéristiques	- Validation des caractéristiques du type de tôle - Validation de l'épaisseur de dalle en béton - Validation du type de connecteurs
DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES	- Choix du type d'assemblage - Conception de l'assemblage - Dimensionnement de l'assemblage	- Diamètre et nombre de boulons - Epaisseur des platines - Détails d'exécution des assemblages
ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	- Etat des lieux du site du site - Analyse des impacts de la réalisation du projet sur l'environnement	Proposition des mesures d'atténuation
DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	- Avant-métré - Détermination des quantités mises en œuvre - Détermination des prix unitaires	Cout prévisionnel du projet
PLANNING	Evaluation des durées d'exécution des différentes tâches	Délais d'exécution des tâches

V. DIMENSIONNEMENT DE LA COUVERTURE ET DU BARDAGE

La conception et le dimensionnement d'une charpente métallique peut être très variable selon l'application à laquelle elle est destinée. La conception et le dimensionnement ont été effectuées élément par élément dans le sens logique de descente de charges (couvertures, pannes, traverse, poteaux, contreventements, etc.).

1. Couverture

Le choix de la couverture se fait en fonction d'un certain nombre de paramètres tel que la portée et la charges supportée. Dans notre cas une couverture en panneau sandwich en polyuréthane a été choisie. Le dimensionnement de la couverture se fait par simple lecture sur les catalogues fournis par les constructeurs.

Tableau 4: Caractéristique de la couverture

Caractéristiques de la couverture retenue			
Type	Largeur (m)	Poids (kN/m ²)	Epaisseur (mm)
Panneau sandwich en polyuréthane	1,5	0,17	0,75

2. Bardage

Le bardage dont la fonction est le remplissage des façades est également réalisé en sandwich. Leur détermination se fait de la même manière que pour les couvertures.

Tableau 5: Caractéristiques du bardage

Caractéristiques du bardage retenue					
Type		Largeur (m)	Longueur (m)	Epaisseur (mm)	Poids (kN/m ²)
Bardage intérieur (cloisonnement)	Panneau sandwich en polystirène	1,0	2 à 12	80	0,12
Bardage extérieur	Panneau sandwich en laine de roche	1,0	2 à 12	80	0,12

VI. DIMENSIONNEMENT DE LA PANNE

Les pannes dont le rôle est de supporter la couverture, sont disposées dans le sens des versants. En raison de la pente imposée par l'inclinaison des traverses les pannes se calculent en flexion déviée.

1. Paramètre de base

Longueur totale du demi-versant : $T = \sqrt{2^2 + 19,76^2} = 19,86 \text{ m} = 19860 \text{ mm}$

- Entraxe des pannes : $Ep = 1,50 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$
- Nombre de pannes sur un demi-versant : $Np = \frac{19860}{1500} + 1 = 14,24 = 14 \text{ pannes}$
- Longueur de la panne : 5.10 m
- Les pannes seront reliées par les liernes afin de minimiser les instabilités (réduction de la longueur de flambement).

2. Charges appliquées

a. Charges permanentes

Poids propre de la panne + échantignole (estimé : soit un IPE 120) : $0,12 \text{ kN/m}$

Poids propre de couverture + accessoires de pose : $0,17 * 1,5 * \cos(5,8^\circ) = 0,254 \text{ kN/m}$

$$G = 0,254 + 0,12 = 0,37 \text{ kN/m}$$

b. Surcharges d'entretien

Dans le cas de toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg (1kN) chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dû à P et aux charges ponctuelles P' ($P'=1 \text{ kN}$).

$$\frac{P' * L}{3} = \frac{P * L^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 * P'}{3 * L} = 0,52 \text{ kN/ml}$$

c. Surcharges climatique du vent

Tableau 6: Charges de vent agissant sur la panne

	Charges descendantes	Charges ascendantes
Pression normale : V_n	+0,15 kN/m	-0,93 kN/m
Pression extrême : $V_e = 1,75 * V_n$	+0,26 kN/m	-1,63 kN/m

Tableau 7: Les charges appliquées à la panne

Charge prise en compte			
Charge permanentes		Charges variables	
Panneau sandwich en polyuréthane	0,17 (kN/m²)	Entretien P	0,52 (kN/m)
		Vent V_n	+0,097 (kN/m²)

Poids propre des pannes	0,12 (kN/m)		V_n	-0,62 (kN/m ²)
-------------------------	-------------	--	-------	----------------------------

Tableau 8: Evaluation des charges

Charges		
Charge permanente	Charge variable ascendante	Charge variable soulevant
$G = 0,37 \text{ kN/m}$	$P = 0,52 \text{ kN/m}$	$V_n = -0,93 \text{ kN/m}$

Tableau 9: Les combinaisons d'actions

	Descendantes	Ascendantes
ELU	$1,35 * G + 1,5 * P$	$1,35 * G + 1,75 * V_n$
	1,28 kN/m	-1,13
ELS	$1,0 * G + 1,0 * P$	$1,0 * G + 1,0 * V_n$
	0,89 kN/m	-0,56

Les pannes sont sollicitées en flexion déviées. Pour une pente de 10%, on a un angle de 5.78°.

$$P_y = P * \sin 5.78 \quad ; \quad P_z = P * \cos 5.48$$

Tableau 10: Valeur des charges sous combinaison

	Descendantes	Ascendantes
ELU	$P_y = 0,13 \text{ kN/m}$	$P_y = -0,09 \text{ kN/m}$
	$P_z = 1,27 \text{ kN/m}$	$P_z = -0,89 \text{ kN/m}$
ELS	$P_y = 0,09 \text{ kN/m}$	$P_y = 0,056 \text{ kN/m}$
	$P_z = 0,88 \text{ kN/m}$	$P_z = -0,55 \text{ kN/m}$

3. Conception de la panne

La combinaison la plus défavorable est la combinaison : $1,35 * G + 1,5 * P$

Lors du dimensionnement des pannes, deux conditions capitales sont à vérifiées simultanément :

- La condition de résistance
- La condition de flèche

$$M_{y,Ed} = \frac{P_z * L^2}{8} = \frac{1,27 * 5,10^2}{8} = 4,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} > M_{y,Ed}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow W_{pl,y} > \frac{M_{y,Ed} * \gamma_{mo}}{f_y} \Rightarrow W_{pl,y} > \frac{4,13 * 1}{235 * 10^3}$$

$$W_{pl,y} > 17,57 \text{ cm}^3$$

On choisit alors **IPE 100** (qui a un $W_{pl,y} = 39,41 \text{ cm}^3$).

Tableau 11: Caractéristiques de l'IPE 100

Caractéristiques de l'IPE 100				
H (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
100	55	4,1	5,7	10,3
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	M (kg/m)
171	15,92	39,41	9,15	8,10

Remarque : Le poids propre estimé de la panne (12 kg/m) est supérieur au poids propre réel trouvé (8.10 kg/m) ; il n'y a donc pas lieu de refaire la vérification de la panne à la résistance en tenant compte de son poids propre.

4. Dimensionnement de la panne

a. Vérification de la résistance

S'agissant de la flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Avec : $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \text{ pour } N > 1 ; N \text{ étant un effort normal (ici } N = 0) \\ \beta = 1 \text{ pour } N = 0 \end{cases}$

$$M_{y,Ed} = \frac{P_z * L^2}{8} = \frac{0,88 * 5,10^2}{8} = 4.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39,41 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1,0} = 9.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = \frac{P_y * L^2}{8} = \frac{0,09 * 2,55^2}{8} = 0,073 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9,15 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1,0} = 2.15 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z}}\right)^{\beta} = \left(\frac{4,13}{9,26}\right)^2 + \left(\frac{0,073}{2,15}\right)^1 = 0,23 < 1 \Rightarrow OK!$$

b. Vérification de la flèche

$$\text{Suivant l'axe yy : } f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5}{384} * \frac{P_z * L^4}{E * I_y} < \frac{L}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{P_z * L^4}{E * I_y} = \frac{5}{384} * \frac{0,88 * 5,10^4}{210 * 10^6 * 171 * 10^{-8}} = 0,0216 \text{ m}$$

$$\frac{L}{200} = \frac{5,10}{200} = 0,0255$$

$$f = 2,16 \text{ cm} < 2,55 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant l'axe zz : } f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5}{384} * \frac{P_y * L^4}{E * I_z} < \frac{L}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{P_y * L^4}{E * I_z} = \frac{2,05}{384} * \frac{0,09 * 2,55^4}{210 * 10^6 * 9,15 * 10^{-8}} = 0,0011$$

$$\frac{L}{200} = \frac{2,55}{200} = 0,0127$$

$$f = 0,11 \text{ cm} < 1,27 \text{ cm}$$

On en déduit que la condition de flèche est vérifiée suivant les deux plans de sollicitations.

La présence des liernes empêche aux profilés de déverser suivant y-y alors la vérification se fera uniquement suivant z-z.

Calcul du moment critique : M_{cr}

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 E I_z}{L_D^2} * \left[\sqrt{\left(\frac{K_z}{K_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L_D)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} \right]$$

$$M_{cr} = 11,62 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'élancement réduit : $\bar{\lambda}_{Lt}$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 0,43$$

Calcul de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{100}{55} = 1,82 \text{ mm} \Rightarrow \text{courbe a}$$

Courbe a $\Rightarrow$ facteur d'imperfection $\alpha_{Lt} = 0,21$

Calcul de ϕ_{Lt}

$$\phi_{Lt} = 0,5 * [1 + \alpha_{Lt} * (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\phi_{Lt} = 0,60$$

Calcul du facteur de réduction : χ_{Lt}

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

$$\chi_{Lt} = 0,98$$

$$\chi_{Lt} = 0,98 \leq 1 \dots \dots \dots \text{OK!}$$

Calcul du moment résistant au déversement

$$M_{b,rd} = \chi_{Lt} * \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,rd} = 1,92$$

La charge de soulèvement : $P_z = 0,55 \text{ kN/m}$

$$M_{ED} = \frac{Q_y * L^2}{8} = \frac{0,55 * 2,55^2}{8} = 0,45 \text{ kN.m} \Rightarrow M_{ED} = 0,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{ED} = 0,45 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 1,92 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Ok!}$$

Aucun risque de déversement ; on maintient donc un **IPE 100** pour les pannes.

VII. DIMENSIONNEMENT DES LIERNES

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. Les liernes sont soumis à des efforts croissants au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. 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).

1. Disposition des liernes

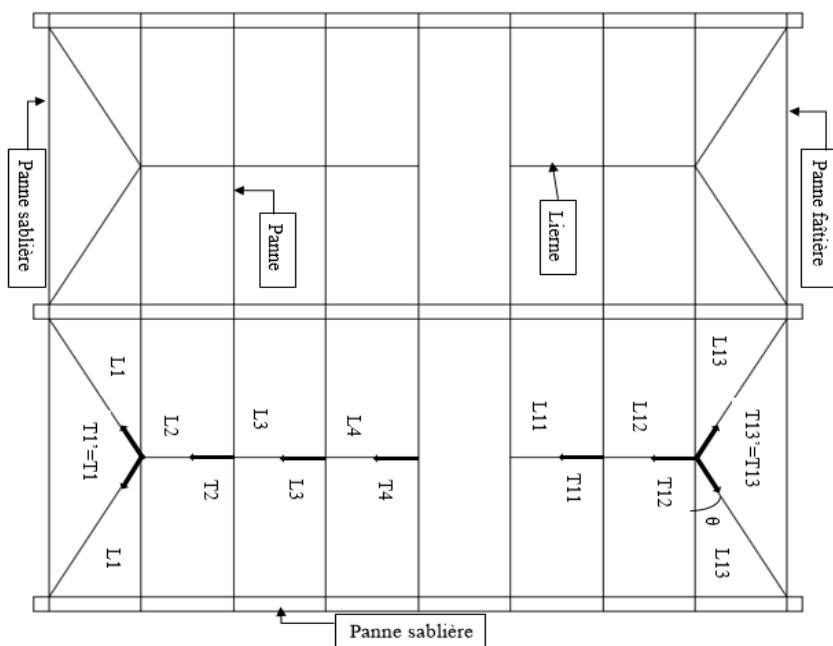


Figure 5: Disposition des liernes

2. Calcul des sollicitations

a. Réaction R au niveau du lierne

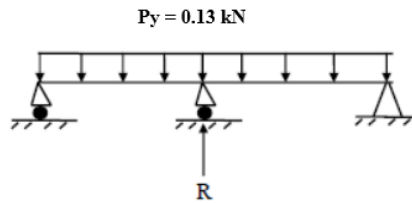


Figure 6: Réaction au niveau du lierne

$$R = 1,25 * Q_x * l_y = 1,25 * 0,13 * 2,55 ; R = 0,14 \text{ kN}$$

b. Effort de traction dans les tronçons de liernes

Tableau 12: Efforts de traction dans les tronçons de liernes

Tronçons Li	Application Ti	Résultats Ti (kN)
L1	$T'_1 = T_1 = \frac{R}{2 * 2} = \frac{0,14}{2 * 2}$	$T'_1 = T_1 = 0,035$
L2	$T_2 = R + 2 * T_1 = 0,14 + 2 * 0,035$	$T_2 = 0,21$
L3	$T_3 = R + T_2 = 0,14 + 0,21$	$T_3 = 0,35$
L4	$T_4 = R + T_3 = 0,14 + 0,35$	$T_4 = 0,49$
L5	$T_5 = R + T_4 = 0,14 + 0,49$	$T_5 = 0,63$
L6	$T_6 = R + T_5 = 0,14 + 0,63$	$T_6 = 0,77$
L7	$T_7 = R + T_6 = 0,14 + 0,77$	$T_7 = 0,91$
L8	$T_8 = R + T_7 = 0,14 + 0,91$	$T_8 = 1,05$
L9	$T_9 = R + T_8 = 0,14 + 1,05$	$T_9 = 1,19$
L10	$T_{10} = R + T_9 = 0,14 + 1,19$	$T_{10} = 1,33$
L11	$T_{11} = R + T_{10} = 0,14 + 1,33$	$T_{11} = 1,47$
L12	$T_{12} = R + T_{11} = 0,14 + 1,47$	$T_{12} = 1,61$
L13	$T'_{13} = T_{13} = \frac{T_{12}}{2 * \cos(\theta)} = \frac{1,61}{2 * \cos(30,47)}$	$T'_{13} = T_{13} = 0,93$

c. Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L12 ;

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A \geq \frac{N_{Ed} * \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{1,61 * 1}{235 * 10^3}$$

$$A \geq 6,85 \text{ mm}^2$$

Ce qui correspond à une barre ronde de diamètre $\varnothing = 2,95 \text{ mm}$

On choisit alors une barre ronde de diamètre $\varnothing = 8 \text{ mm}$

VIII. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, chocs etc.). Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans.

Les poutres au vent sont disposées généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessus. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur les traverses. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

1. Effort du vent sur les pignons

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

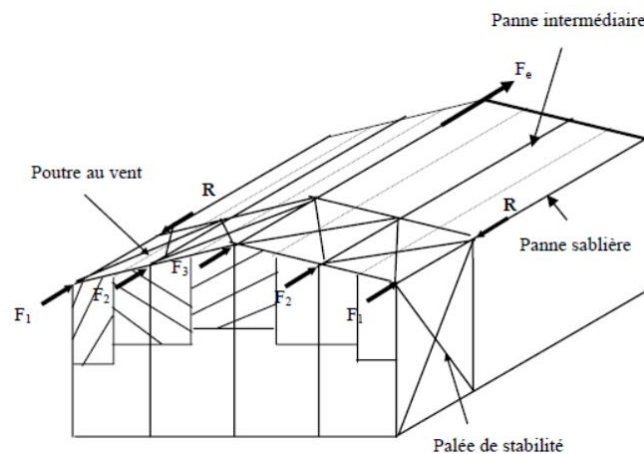


Figure 7: Exemple de disposition de poutre au vent

2. Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

Tableau 13: Caractéristiques du pignon

Pignon	Entraxe	Hauteur max	Pression du vent	Hauteur potelet 1	Hauteur potelet 2	Hauteur potelet 3	Hauteur potelet 4
39,52 m	6,67 m	H = 12,2 m	0,74 kN/m ²	H ₁ = 10,2 m	H ₂ = 10,87 m	H ₃ = 11,53 m	H ₄ = 12,2 m

a. Evaluation des efforts horizontaux

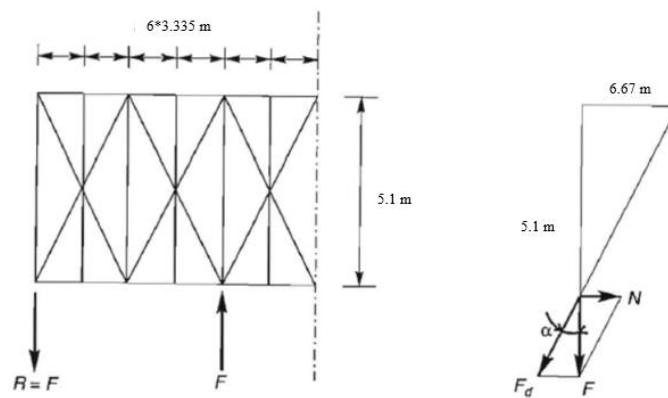


Figure 8: Représentation statique des poutres au vent

b. Effort en tête de potelet : F

$$F = V_e * S$$

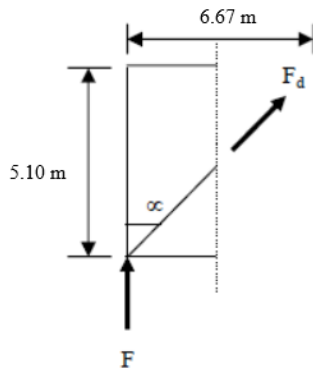
S : la surface sur laquelle s'exerce le vent

V_e : La force du vent

$$V_e = 1,75 * V_n = 1,75 * 0,74 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

$$F = V_e * S = 1,30 * (6,7 * 12,2) = 106,26 \text{ kN}$$

$$\mathbf{F = 106,26 \text{ kN}}$$

c. Effort de traction dans la diagonale


$$F_d = \frac{F}{\cos \alpha} \Rightarrow \text{avec } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{6,67}{5,10} \right) = 52,6^\circ$$

$$F_d = \frac{F}{\cos \alpha} = \frac{106,26}{\cos 52,6^\circ} = 174,95 \text{ kN}$$

Figure 9: Bilan des forces

 d. Section de la diagonale

$$A = \frac{F_d}{f_y} = \frac{174,95}{235 * 10^3} = 0,000744$$

$$A = 7,44 \text{ cm}^2$$

Soit : une cornière **L70 * 70 * 6** avec $A = 8,13 \text{ cm}^2$

Tableau 14: Caractéristique de la cornière pour les diagonales

Caractéristiques de la cornière à ailes égales 70x70x6				
h = b (mm)	t (mm)	$W_{pl,y}$	A (cm ²)	M (kg/m)
70	6	7.27	8.13	6.38

 e. Section des montants

Les montants des poutres au vent sont généralement les pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales et en outre à la compression sous F, on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Cependant dans le cas de notre projet, la disposition des pannes à équidistance de 1.5 m fait que ces dernières ne sont pas forcément disposées comme montants des poutres au vent. Ainsi nous dimensionnerons une section une barre soumise à la compression sous F.

$$A = \frac{F}{f_y} = \frac{106,26}{235 * 10^3} = 0,000452$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2$$

Du fait de leur bonne capacité de résistance à la compression, nous choisissons un tube creux de diamètre extérieur 70 mm et d'épaisseur 2,9 mm avec une section transversale de 6,11 cm².

Tableau 15: Caractéristiques des montants de poutre au vent

Caractéristiques du tube 70x2.9

Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	A (cm ²)	M (kg/m)
70	6	6,11	4,80

Conclusion : Pour les poutres au vent on retient ainsi : $\begin{cases} \text{Diagonale : cornière L50 * 50 * 7} \\ \text{Montants : Tube rond creux } \varnothing 70 * 2,9 \end{cases}$

3. Calcul des palées de stabilité en longpan

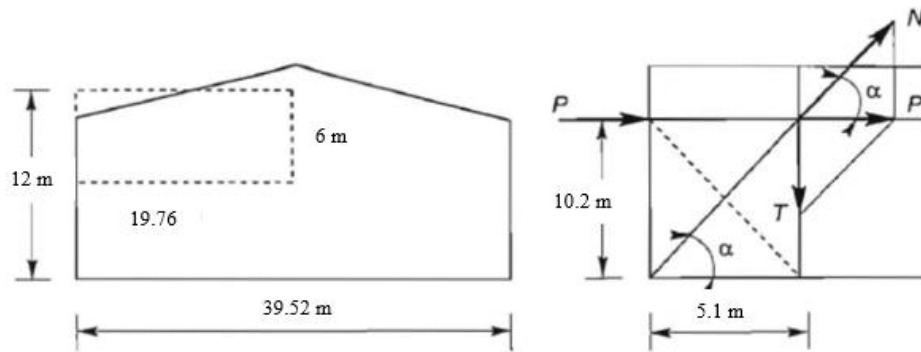


Figure 10: Modèle de calcul des palées de stabilité

a. Effort en tête de potelet : P

$$F = V_e * S$$

S : la surface sur laquelle s'exerce le vent

V_e : La force du vent

$$V_e = 1,75 * V_n = 1,75 * 0,74 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

$$P = V_e * S = 1,30 * (19,76 * 6) = 154,13 \text{ kN}$$

$$\mathbf{P = 154,13 \text{ kN}}$$

Cet effort P se décompose selon : une force N de traction reprise par la diagonale ; une force T de compression transmise au sol par le poteau.

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} \Rightarrow \text{avec } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{10,2}{5,10} \right) = 63,43^\circ$$

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{154,13}{\cos 63,43^\circ} = \mathbf{344,59 \text{ kN}}$$

b. Section de la diagonale

$$A = \frac{N}{f_y} = \frac{344,59}{235 * 10^3} = 0,00147$$

$$\mathbf{A = 14,7 \text{ cm}^2}$$

Soit : une cornière **L75 * 75 * 10** avec $A = 14,11 \text{ cm}^2$

Tableau 16: Caractéristiques des cornières pour palée de stabilité

Caractéristiques de la cornière à ailes égales 70x70x6				
h = b (mm)	t (mm)	$W_{pl,y}$	A (cm ²)	M (kg/m)
75	10	7,27	13,46	11,07

IX. CALCUL DES LISSES DE BARDAGE

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage. Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement en outre sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

1. Evaluation des charges :

- Charges permanentes G (perpendiculaire à l'âme)

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

- Surcharge climatique V (dans le plan de l'âme)

Surcharge du vent

Tableau 17: Charges agissant sur les lisses de bardage

Charges permanentes		Surcharges climatiques	
Poids propre de la lisse	A déterminer	Vent normal Vn	0,79 kN/m
Poids propre du bardage	0,12 kN/m ²	Vent extrême Ve	1,38 kN/m

2. Lisse de bardage pour pignon

Tableau 18: Données de la lisse pour pignon

Longueur pignon	Espacement entre lisse	Longueur de lisse	Longueur du panneau	Largeur de panneau
39,52 m	1,5 m	• 8,10 m • 6,67 m	8,10 m	1,5 m

a. Dimensionnement de la lisse

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions de résistances et de flèche.

b. Calcul en flexion horizontale

➤ Condition de résistance

La pression engendrée par le vent est $V_e = 1.38 \text{ kN/m}$

Les portées au niveau du pignon sont de 8.10 m et 6.67 m.

Ainsi pour des lisses isostatiques de 8.10 m on a :

$$M_y = \frac{V_e * L^2}{8} = \frac{1,38 * 8,10^2}{8} = 11,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} \geq M_y \Rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_y}{f_y} = \frac{11,32}{235 * 10^3}$$

$$W_{pl} \geq 48,17 \text{ cm}^3$$

Soit un UAP 100

Tableau 19: Caractéristiques de l'UAP 100

Caractéristiques de UAP 100						
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	M (kg/m)
100	50	5,5	8,5	209,5	13,38	10,5

➤ Conditions de flèche

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée. Soit $V_n = 0,79 \text{ kN/m}$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} = 0,1006 \text{ m} = 10,06 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{8,10}{200} = 0,0405 \text{ m} = 4,05 \text{ cm}$$

$f = 10,06 \text{ cm} > f_{adm} = 4,05 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition non vérifiée

Nous changeons de profilé en augmentant la section ; soit un UAP 150

Tableau 20: Caractéristiques de l'UAP 150

Caractéristiques de UAP 150						
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	M (kg/m)
150	65	7	10,25	796,1	22,84	17,9

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0,79 * 8,10^4}{210 * 10^6 * 796,1 * 10^{-8}} = 0,0265 \text{ m} = 2,65 \text{ cm}$$

$$f = 2.65 \text{ cm} < f_{adm} = 4.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Calcul en flexion verticale

$$G = 0,12 * 1,5 + 0,18 = 0,36 \text{ kN}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{G * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0,36 * 8,10^4}{210 * 10^6 * 796,1 * 10^{-8}} = 0,0121 \text{ m}$$

$$f = 1,21 \text{ cm} < f_{adm} = 4,05 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que la condition de flèche est vérifiée suivant l'axe horizontale et l'axe verticale, nous n'avons pas besoin de suspentes.

d. Vérification des contraintes

Les contraintes maximales de flexion ont lieu à mi- portée des lisses, sous l'effet conjugué des moment M_z et M_y . Il faut donc vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} \leq f_y$$

$$M_y = 11,32 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{G * L^2}{8} = \frac{0,36 * 8,10^2}{8} = 2,95 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{11,32}{106,1 * 10^{-6}} + \frac{2,95}{20,97 * 10^{-6}} = 247,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 247,37 \text{ MPa} > f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Passons ainsi au profilé UAP 175

Tableau 21: caractéristiques de l'UAP 175

Caractéristiques de UAP 175						
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	M (kg/m)
175	70	7,5	10,75	1270	27,06	21,2

Etant donné que les conditions de résistance ainsi que de flèche étaient vérifiées avec le profilé UAP 150, nous vérifierons uniquement les contraintes.

$$M_y = 11,32 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{G * L^2}{8} = \frac{0,39 * 8,10^2}{8} = 3,2 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{11,32}{145,1 * 10^{-6}} + \frac{3,2}{25,92 * 10^{-6}} = 201,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 201,47 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant le même principe, pour la portée de 6,67 m, on trouve un profilé UAP 150

Conclusion :

Le profilé UAP 175 pourra être utilisé comme lisse de bardage pour la portée 8,10 m.

Le profilé UAP 150 pourra être utilisé comme lisse de bardage pour la portée 6,67 m

3. Lisse de bardage pour longpan

a. Calcul en flexion horizontale

➤ Condition de résistance

La pression engendrée par le vent est $V_e = 1,38 \text{ kN/m}$

Les portées au niveau du pignon sont de 5,10 m.

$$M_y = \frac{V_e * L^2}{8} = \frac{1,38 * 5,10^2}{8} = 4,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} \geq M_y \Rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_y}{f_y} = \frac{4,49}{235 * 10^3}$$

$$W_{pl} \geq 19,12 \text{ cm}^3$$

Soit un UAP 100

➤ Conditions de flèche

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée. Soit $V_n = 0,79 \text{ kN/m}$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0,79 * 5,10^4}{210 * 10^6 * 209,5 * 10^{-8}} = 0,0158 \text{ m} = 1,58 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{5,10}{200} = 0,0255 \text{ m} = 2,55 \text{ cm}$$

$f = 1,58 \text{ cm} < f_{adm} = 2,55 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

b. Calcul en flexion verticale

$$G = 0,12 * 1,5 + 0,105 = 0,285 \text{ kN}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{G * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0,285 * 5,10^4}{210 * 10^6 * 209,5 * 10^{-8}} = 0,0057 \text{ m}$$

$f = 0,57 \text{ cm} < f_{adm} = 2,55 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Etant donné que la condition de flèche est vérifiée suivant l'axe horizontale et l'axe verticale, nous n'avons pas besoin de suspentes.

c. Vérification des contraintes

Les contraintes maximales de flexion ont lieu à mi-portée des lisses, sous l'effet conjugué des moments M_z et M_y . Il faut donc vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} \leq f_y$$

$$M_y = 4,49 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{G * L^2}{8} = \frac{0,285 * 5,10^2}{8} = 0,93 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{4,49}{41,9 * 10^{-6}} + \frac{0,93}{9,95 * 10^{-6}} = 200,63 \text{ MPa}$$

$\sigma = 200,63 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Le profilé UAP 100 pourra être utilisé comme lisse pour le longpan de portée 5,10 m.

X. CALCUL DES POTELETS DE PIGNONS

Les potelets supportent les lisses. Dans le cas de notre projet, les potelets sont dans la continuité des poteaux intermédiaires (poteaux supportant le plancher), de ce fait l'entraxe entre les potelets sera celui des poteaux intermédiaires soit 6,67 m. ainsi le plus grand potelet a une hauteur de 6,2 m.

1. Dimensionnement du potelet

La pression du vent sur le potelet est de : $V_n = 0,87 * 6,67 = 5,81 \text{ kN/m}$

La flèche f doit être inférieure à la flèche admissible f_{adm}

$$f < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6,2}{200} = 0,031 \text{ m} = 3,21 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} < 0,0321 \Rightarrow I_y > \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * f_{adm}} = \frac{5}{384} * \frac{5,81 * 6,2^4}{210 * 10^6 * 0,0321}$$

$$I_y = 1658,28 \text{ cm}^4$$

On choisit alors une **HEA 160** qui a un $I_y = 1673 \text{ cm}^4$

Tableau 22: Caractéristiques du HEA 160

Caractéristiques du HEA 160				
H (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)
152	160	6	38,8	1673
$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	I_t (cm ⁴)	I_w (cm ⁶)	M (kg/m)
245,1	615,6	12,19	31,41	30,5

2. Vérification

Les potelets sont sollicités en flexion (due au vent) et à la compression (due au poids des potelets, des bacs de bardage et les lisses).

a. Vérification de la section au moment fléchissant

Le moment fléchissant : $V_n = 5,81 \text{ kN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{V_n * L^2}{8} = \frac{5,81 * 6,2^2}{8} = 27,92 \text{ kN.m}$$

Le moment plastique résistant

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{245,1 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1} = 57,60 \text{ kN.m}$$

Condition à vérifier

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl}} \leq 1 \Rightarrow \frac{27,92}{57,60} = 0,48 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la section à la compression

- Poids propre du potelet : $0,305 * 6,2 = 1,89 \text{ kN}$
- Poids propre des lisses : $8 * \left(\frac{8,10+6,67}{2}\right) * 0,212 = 12,52 \text{ kN}$
- Poids propre du bardage : $0,12 * \left(\frac{8,10+6,67}{2}\right) * 6,2 = 5,49 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = 1,89 + 12,52 + 5,49 = 19,9 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{38,8 * 10^{-4} * 235 * 10^3}{1} = 911,8 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{19,9}{911,8} = 0,022 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

XI. CONCEPTION DU PLANCHER MIXTE

Un plancher mixte peut se définir comme un plancher constitué de deux matériaux distincts. Dans le cas de notre étude, il s'agit d'une tôle ou bac collaborant sur lequel se pose le béton interagissant avec des connecteurs préalablement défini.

1. Conception de la dalle mixte

a. Conception du bac collaborant

La conception du bac collaborant se fait par choix. A priori c'est un choix arbitraire qui se fera confirmé par les calculs. On prend généralement le minimum de 1 mm pour un plancher collaborant.

Pour notre étude nous avons choisi un bac collaborant de type HAIRCOL60S de 1.25 mm

Tableau 23: Caractéristiques de la tôle choisie

	t (mm)	h_p (mm)	A_{eff} (mm ² /m)	I_{eff} (cm ⁴ /m)	e (mm)	b_0 (mm)
HAIRCOL 60S	1,25	60	1748	106,34	29	151
	b (mm)	m (N/mm ²)	k (N/mm ²)	t_{urd} (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	
	300	130,8	0,0459	0	320	

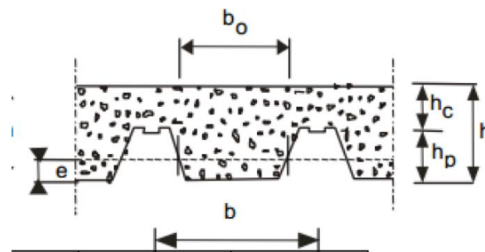


Figure 11: Schéma représentatif de la tôle

b. Choix de l'épaisseur de la dalle

Après avoir choisi le type de bac collaborant, on choisit l'épaisseur de la dalle. D'après le « Manuel de calcul de Construction Mixte Acier-Béton selon EN1994-1.1 (2004) », on a :

- $h \geq 80 \text{ mm}$ Si la dalle travaille aussi en poutre mixte
- $h_c \geq 40 \text{ mm}$ Si la dalle travaille aussi en poutre mixte

Pour notre cas nous avons choisi $h_c = 60 \text{ mm}$ soit une hauteur totale de dalle mixte qui est : $h = 120 \text{ mm}$ (un revêtement de 50 mm sera pris en compte).

2. Vérification de la résistance de la tôle

Le cas de charge relatif à la situation de chantier est l'un des plus critiques. La tôle, qui est un élément mince, doit résister seule aux charges de chantier et au poids du béton frais.

Les charges sollicitant la tôle en phase de construction

- Le poids propre de la tôle : $G_p = 0,134 \text{ kN/m}$
- Le poids propre du béton frais : $G_c = 25 * 0,12 * 1 = 3 \text{ kN/m}$
- La charge de construction : $q_m = 1,5 \text{ kN/m}$
- Charge d'entreposage $q = 1,5 \text{ kN/m}$

Le moment sollicitant en phase de construction vaut :

$$M_{Ed} = \frac{(1,35 * G + 1,5 * Q) * L^2}{8}$$

Avec : G ; les charges permanentes et q la charges d'exploitation (construction et entreposage).

Etant donnée l'espacement maximal entre solive de 2.25 m, nous avons $L = 2.25 \text{ m}$.

$$M_{Ed} = \frac{(1,35 * +1,5 * q) * L^2}{8} = 5,53 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant de calcul de la tôle vaut :

$$M_{Rd} = f_{yd} * \frac{W_{eff}}{\gamma_{ap}}$$

Avec : W_{eff} le module de flexion efficace

$$M_{Rd} = f_{yd} * \frac{W_{eff}}{\gamma_{ap}} = 320 * 10^3 * \frac{36,67 * 10^{-6}}{1,05} = 11,17 \text{ kN.m}$$

$M_{Ed} = 5,53 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 11,17 \text{ kN.m}$; on en déduit que notre conception de la tôle et de la dalle est satisfaisante.

3. Conception de la poutraison du plancher

Le plancher, constitué de la poutraison et de la dalle a pour fonction principale de supporter les forces verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (poteaux). La poutraison est un réseau de poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau est constitué de poutres secondaires ou solives en général parallèles entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et le transmettent aux poutres primaires ou sommiers perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux.

Dans cette partie du travail, il s'agira de pré-dimensionner les solives et les sommiers en fonction des charges qu'ils reprennent.

Selon les plans architecturaux, notre plancher est composé de poutres principales de portée égales à 6.70 m, 8.10 m et 5.30 m entre poteaux dans le plan du portique ; l'espacement entre les portiques est de 5.10 m. La stabilité du plancher se faisant par l'association poutre-solive, on considère un espacement maximal entre solives de 2.5 m pour reprendre les charges.

Suivant les dimensions données ci-dessus, nous avons trois (03) types de trames dont les caractéristiques sont définies dans le tableau N°24 :

Tableau 24: Caractéristiques des trames de poutraison

Trames	Longueur	Largeur	Nombre de solives dans la trame	Espacement max entre solives
	Poutres principales		Poutres secondaires	
Trame 1 (8.10*5.10 m)	8,10 m	5,10 m	3	2,05 m
Trame 2 (6.70*5.10 m)	6,70 m	5,10 m	2	2,25 m
Trame 3 (5.30*5.10 m)	5,30 m	5,10 m	2	1,80 m

XII. DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER MIXTE

1. Calcul de la résistance de la section (tôle-béton)

a. Moment résistant positif

La valeur de calcul du moment résistant plastique positif d'une section de dalle mixte $M_{pl,Rd}$ peut être déterminée en admettant une répartition plastique des contraintes. Pour ce faire on calcule d'abord la position de l'axe neutre plastique X_{pl+} et on le compare à la hauteur utile du béton h_c pour savoir s'il est hors des nervures.

$$X_{pl+} = \frac{f_y * A_{pe} * \gamma_c}{\gamma_{ap} * 0,85 * f_{ck} * b}$$

$$X_{pl+} = \frac{320 * 1748 * 1,5}{1,05 * 0,85 * 25 * 1000} = 37,6 \text{ mm}$$

$X_{pl+} > h_c$; donc l'axe neutre est au-dessus des nervures.

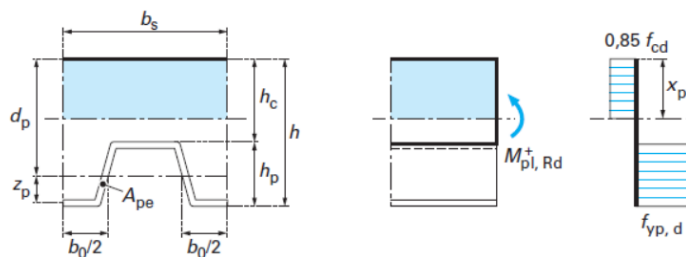


Figure 12: Représentation des contraintes sous moment positif

La formule du moment résistant positif dans ce cas est :

$$M_{pl,Rd^+} = \frac{f_y}{\gamma_{ap}} * A_{pe} * \left(d_p - \frac{X_{pl^+}}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd^+} = \frac{320 * 1748}{1,05} * \left(120 - 29 - \frac{37,6}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd^+} = 38,46 \text{ kN.m/m}$$

b. Moment résistant négatif

La section sur appui des dalles mixtes continues peut être assimilée à une section de béton armé. La contribution de la tôle nervurée n'est pas prise en compte, étant donné que l'on n'a pas la certitude que la tôle sera toujours continue sur appuis. La section de calcul ainsi que la répartition plastique des contraintes aux états limites ultimes sont données à la figure suivante.

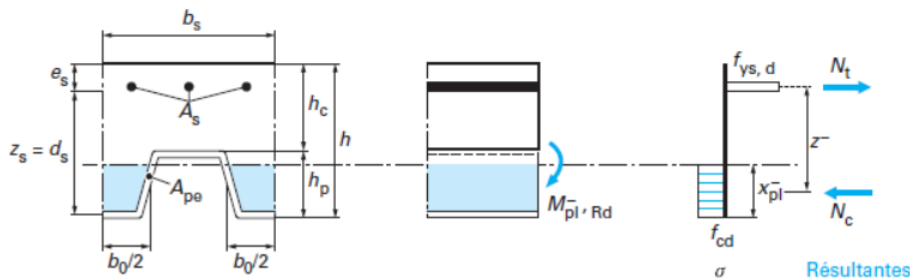


Figure 13: Représentations des contraintes sous moment négatif

La valeur de calcul du moment résistant plastique négatif

$$M_{pl,Rd^-} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} * A_s * Z^-$$

La condition d'équilibre entre les efforts intérieurs permet de déterminer Z^-

$$N_c = \frac{0,85 * f_{ck}}{\gamma_c} * b_c * X_{pl^-} = N_t = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} * A_s$$

$$X_{pl^-} = \frac{A_s * f_{sk}}{\gamma_s} * \frac{\gamma_c}{0,85 * f_{ck} * b_c}$$

$$Z^- = d_s - \frac{X_{pl^-}}{2}$$

$$X_{pl^-} = \frac{503 * 400}{1,15} * \frac{1,5}{0,85 * 25 * 453} = 27,26 \text{ mm}$$

$$Z^- = (120 - 50) - \frac{27,26}{2} = 86,37 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd^-} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} * A_s * Z^- = \frac{400}{1,15} * 503 * 86,37$$

$$M_{pl,Rd^-} = 15,11 \text{ kN.m/m}$$

c. Cisaillement vertical

On admet en général que la résistance à l'effort tranchant est donnée par la seule section de béton des nervures, la participation de la tôle étant négligée à cause de la grande différence de rigidité. La valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant pour une largeur égale à l'entraxe des nervures de la tôle vaut donc :

$$V_{v,Rd} = k_v * (1,2 + 40 * \rho) * \tau_{Rd} * b_o * d$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25 * f_{ctk}}{\gamma_c} \text{ pour le béton B25 on a } f_{ctk} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25 * 1,8}{1,5} = 0,3 \text{ MN/m}$$

$$V_{v,Rd} = 1,51 * (1,2 + 40 * 0,02) * 0,3 * 151 * 91$$

$$\mathbf{V_{v,Rd} = 12,45 \text{ kN/m}}$$

Pour une largeur de 1 m, nous avons un nombre de nervures $n = \frac{b}{b_s} = \frac{1000}{300} = 3,33$

La résistance au cisaillement vertical par mètre de largeur est :

$$\sum V_{v,Rd} = n * V_{v,Rd} = 3,33 * 12,45 = 41,5 \text{ kN}$$

$$\mathbf{\sum V_{v,Rd} = 41,5 \text{ kN/m}}$$

d. Cisaillement longitudinal

$$V_{l,Rd} = b * d_p * \left(m * \frac{A_{pe}}{L_s} + k \right) * \frac{1}{\gamma_v}$$

L_s : la portée cisailée : $L_s = \frac{L}{4} = \frac{2250}{4} = 562,5 \text{ mm}$

$$V_{l,Rd} = 1000 * 91 * \left(130,8 * \frac{1748}{562,5} + 0,0459 \right) * \frac{1}{1,25}$$

$$\mathbf{V_{l,Rd} = 29,59 \text{ kN}}$$

e. Résistance de cisaillement avec ancrage à l'extrémité

Tableau 25: Caractéristiques du goujon

Type	Hsc (mm)	D fut (mm)	D1 tête (mm)	Ht tête (mm)	Fy (MPa)	Fu (MPa)
TRW Nelson KB 3/4-100	100	19	31.7	10	350	450



D'après les dispositions constructives nous avons besoin d'un espacement de $2,5 * d = 47,5$ dans le sens transversal à celui du cisaillement et de $5 * d = 95$ dans le sens du cisaillement.

On a ainsi deux (02) goujon dans chaque nervure de la tôle.

2. Calcul des flèches (vérification à l'ELS)

La vérification de la flèche est nécessaire lorsque l'élanement de la dalle $\frac{L}{dp}$ dépasse une certaine valeur donnée dans l'Eurocode 2, qui est égale à 26. Dans notre cas on :

L : l'espacement entre solive $L = 2,25 \text{ m}$

dp : hauteur utile en flexion positive $dp = h - e = 91 \text{ mm}$

$$\frac{L}{dp} = \frac{2250}{91} = 24,73 < 26$$

La vérification des flèches n'est donc pas nécessaire.

3. Vérification du comportement vibratoire

La tendance d'un plancher mixte à vibrer de manière perceptible dépend de sa masse, de ses caractéristiques dynamiques et de la nature du phénomène qui provoque cette mise en vibration. Ce dernier peut être dû au mouvement des occupants, à des machines, au vent etc.

En assimilant les solives à des supports rigides et la dalle à une série de poutre mixtes juxtaposées, la fréquence fondamentale vaut :

$$f_0 = \frac{\pi}{2} * \sqrt{\frac{E_a * I_{bh}}{\bar{m} * L^4}}$$

$$f_0 = \frac{\pi}{2} * \sqrt{\frac{210 * 10^9 * 6,12 * 10^{-6}}{508 * 2,25^4}} = 15,61 \text{ s}^{-1}$$

$$f_0 = 15,61 \text{ s}^{-1}$$

Etant donné $f_0 > 8 \text{ s}^{-1}$, les vibrations ne devraient pas être gênantes. Une analyse plus précise n'est donc pas nécessaire.

4. Calcul des sollicitations internes

a. En phase de construction

Le moment fléchissant vaut :

$$M_{Ed} = \frac{(1,35 * \sum G + 1,5 * Q) * L^2}{8} = 5,53 \text{ kN.m/ml}$$

L'effort tranchant :

$$V_{Ed} = \frac{(1,35 * \sum G + 1,5 * Q) * L}{2} = 9,82 \text{ kN/ml}$$

b. En phase de service

Le moment fléchissant vaut :

$$M_{Ed} = \frac{(1,35 * \sum G + 1,5 * Q) * L^2}{8} = 5,72 \text{ kN.m/m}$$

L'effort tranchant :

$$V_{Ed} = \frac{(1,35 * \sum G + 1,5 * Q) * L}{2} = 10,16 \text{ kN/m}$$

5. Vérification de la résistance

Pour se faire on doit comparer les valeurs de résistances aux valeurs calculées.

Tableau 26: Tableau comparatif des sollicitations de la dalle mixte

Efforts résistants	Efforts sollicitant	
	Phase de construction	Phase de service
Moment positif	$M_{pl,Rd^+} = 38,46 > M_{Ed} = 5,53$	$M_{pl,Rd^+} = 38,46 > M_{Ed} = 5,72$
Moment négatif	$M_{pl,Rd^-} = 15,11 > M_{Ed} = 5,53$	$M_{pl,Rd^-} = 15,11 > M_{Ed} = 5,72$
Cisaillement vertical	$V_{v,Rd} = 41,5 > V_{Ed} = 9,82$	$V_{v,Rd} = 41,5 > V_{Ed} = 10,16$
Cisaillement longitudinal	$V_{l,Rd} = 29,59 > V_{Ed} = 9,82$	$V_{l,Rd} = 29,59 > V_{Ed} = 10,16$

On déduit que le plancher mixte conçu résiste aux efforts de sollicitation.

6. Dimensionnement des éléments de la poutraison (Sommiers et Solives)

Le type de plancher mixte (acier/béton) est le plus répandu dans les constructions de planchers d'immeubles de bureaux, d'entrepôts, de mezzanines, etc. Deux cas de figure sont possibles :

- La dalle B.A est non collaborante : elle n'est pas liaisonnée avec l'ossature porteuse en acier et ne participe donc pas, de ce fait, à l'inertie globale du plancher.
- La dalle B.A est collaborante : elle participe à l'inertie globale du plancher. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarissent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

Les planchers mixtes à dalle collaborante étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous avons choisi ce type de plancher dans le cas de notre projet.

Considérons la plus grande trame (trame 1) de 8,10 m x 5,10 m

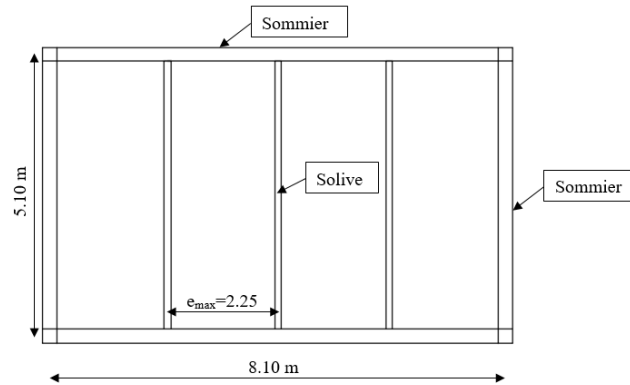


Figure 14: La plus grande trame de poutraison

a. Dimensionnement des solives

Le choix d'une section s'opère par approches successives. Essayons un IPE 200.

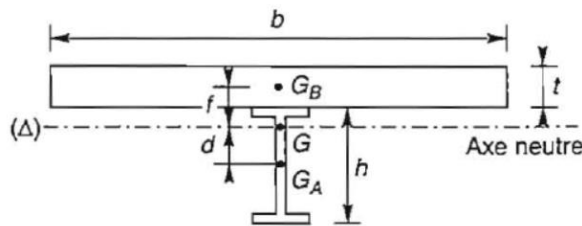


Figure 15: Coupe transversale de la section mixte

La section mixte est donnée par : $S = A + \frac{B}{n}$ avec $B = b * t$

$$S = 33,4 + \frac{225 * 9}{15} = 168,4 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport au centre de gravité G_A de la poutre acier, est d et on l'obtient en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à (Δ).

Poutre : $\mu_A = A * d$; Dalle : $\mu_A = \frac{B}{n} * f$

Soit : $A * d = \frac{B}{n} * f$. Or $f + d = \frac{t+h}{2}$; D'où on a :

$$d = \frac{b * t}{n} * \frac{t + h}{2 * S} = \frac{225 * 9}{15} * \frac{9 + 20}{2 * 168,4} = 11,62 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{20}{2} + 11,62 = 21,62 \text{ cm} \\ V_s = h + t - V_i = 20 + 9 - 21,62 = 7,38 \text{ cm} \end{cases}$$

L'axe neutre (Δ) se trouve ainsi dans la section de béton.

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A * d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} * \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

I_A et I_B étant les inerties propres des sections A et B. Soit :

$$I = I_A + A * d^2 + \frac{b * t^3}{12 * n} + \frac{b * t}{n} * \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 7822,19 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes de flexion

- Le moment fléchissant maximal dans la section mixte est :

$$M = \frac{(1,35 * G + 1,5 * Q) * L^2}{8} = 66,95 \text{ kN.m}$$

- La contrainte dans la poutre acier

$$\text{Traction : } \sigma_{ai} = \frac{M}{I} * V_i = \frac{66,95}{7822,19 * 10^{-8}} * 21,62 * 10^{-2} = -185,05 \text{ MPa}$$

$$\text{Traction : } \sigma_{as} = \frac{M}{I} * \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{66,95}{7822,19 * 10^{-8}} * (11,62 - 10) * 10^{-2} = -13,87 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans la dalle béton

$$\text{Compression : } \sigma_{bs} = \frac{M}{n * I} * V_s = \frac{66,95}{15 * 7822,19 * 10^{-8}} * 7,38 * 10^{-2} = 4,21 \text{ MPa}$$

$$\text{Traction : } \sigma_{bi} = \frac{M}{n * I} * (t - V_s) = \frac{66,95}{15 * 7822,19 * 10^{-8}} * (9 - 7,38) * 10^{-2} = -0,93 \text{ MPa}$$

- Contraintes additionnelles de retrait

$$\sigma_{as} = 0,21 * 147 = 30,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = 0,21 * 42 = -8,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{15} * (42 - 30,87) = -0,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{15} * (42 - 42) = 0 \text{ MPa}$$

Contraintes finales

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = 13,87 + 30,87 = 55,45 \\ \sigma_{ai} = -185,05 - 8,82 = -193,87 \end{array} \right\} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bi} = -0,93 - 0,74 = -1,67 \\ \sigma_{bs} = 4,21 + 0 = 4,21 \end{array} \right\} < 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{(1,35 * G + 1,5 * Q) * L}{2} = 52,51 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V}{h * t_w} = 46,88 \text{ MPa} < 0,58 * f_y = 136,3 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} * \frac{(5,063 + 2,25 + 1,69 + 5,63) * 5.1^4}{210 * 10^6 * 7822,19 * 10^{-8}} = 0,0078 \text{ m}$$

$$f = 0,8 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 2,04 \text{ cm}$$

Conclusion : on en déduit que le profilé IPE 200 choisi au début peut être utilisé comme solive.

b. Dimensionnement des sommiers

Nous calculerons ces poutres en travées indépendantes (isostatiques).

Tableau 27: Charges agissant sur le sommier

Charges permanentes		Charge variable	
Dalle BA 25x0,09x5,10	11,48 kN/m	Charge d'exploitation 2,5x5,10	12,75 kN/m
Solive (0,224*5,10)/2,25	0,45 kN/m		
Poids propre de la poutre (estimé)	1,5 kN/m		
Poids du revêtement 1*5,10	5,10 kN/m		
Poids du faux plafond 0,75*5,10	3,8 kN/m		
Total G	22,33 kN/m	Total Q	12,75 kN/m
Combinaison de charges			
ELU	49,27 kN/m	ELS	35,08 kN/m

Condition de flèche

S'agissant d'un plancher courant, la limitation de la flèche est 1/250 de la portée. Soit :

$$f = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} \leq \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{1250 * q * L^3}{384 * E} = \frac{1250 * 35,08 * L^3}{384 * 210 * 10^6}$$

Comme défini plus haut nous avons 3 types de sommiers suivant la portée. On a ainsi :

$$\begin{cases} I \geq 28898,42 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Pour } L = 8,10 \text{ m; ce qui correspond à un profilé HEA 360} \\ I \geq 16354,73 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Pour } L = 6,70 \text{ m; ce qui correspond à un profilé HEA 300} \\ I \geq 7645,91 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Pour } L = 5,20 \text{ m; ce qui correspond à un profilé HEA 240} \end{cases}$$

Le poids propre estimée du profile (1.5 kN/m) est supérieur au poids propre réel (1.12 kn/m).

- Le moment sollicitant vaut : $M_f = \frac{(1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot L^2}{8}$
- Le moment résistant $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
- L'effort tranchant sollicitant vaut $V = \frac{(1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot L}{2}$
- La contrainte de cisaillement $\tau = \frac{V}{b \cdot t_w} < 0,58 \cdot f_y = 136,3 \text{ MPa}$

Tableau 28: Tableau comparatif des sollicitations du sommier

Portée (m)	Moment sollicitant	Moment résistant	Observation	Effort tranchant sollicitant	Contrainte de cisaillement
L = 8,10 m	404,08	490,68	$M_{pl} > M_f$	194,08	$64,69 < 136,3$
L = 6,70 m	276,47	325,01	$M_{pl} > M_f$	160,53	$53,51 < 136,3$
L = 5,20 m	166,53	174,98	$M_{pl} > M_f$	124,59	$41,53 < 136,3$

Conclusion : les profilés choisis résistent aux sollicitations ; on garde ainsi cette conception pour la suite des travaux.

XIII. DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

1. Evaluation des charges

- Charges permanentes (tôle striée d'épaisseur 5 mm) : $G = 45 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

2. Dimensionnement des marches et contre marches

D'après la formule de BLONDEL : $600 \text{ mm} \leq 2 \cdot h + g \leq 660 \text{ mm}$

- Largeur des marche $g = 300 \text{ mm}$
- Hauteur de contre marche $h = 150 \text{ mm}$

D'où $2 \cdot h + g = 600 \Rightarrow 600 \leq 600 \leq 610$. Donc la condition est vérifiée.

Nombre de marches pour la hauteur d'étages $H = 3.5 \text{ m}$

$$N = \frac{H}{h} = \frac{3,5}{0,15} = 23,33$$

Nous choisissons alors 22 marches de 150 mm (soit 11 marches sur chaque volée) et un palier de repos de 200 mm d'épaisseur.

3. Dimensionnement des éléments porteurs

a. Les cornières de marches

Condition de la flèche

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * [(G + Q) * g + P] * L^4}{384 * E * I} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I \geq \frac{5 * [(G + Q) * g + P] * L^3 * 300}{384 * E}$$

$$I \geq 6,01 \text{ cm}^4$$

Donc soit des marches en cornières : **L40x40x4**

Condition de résistance

Soit : $q = [1,35 * (G + P) + 1,5 * Q] * 0,6 = 264,69 \text{ kN/m}$

Le moment sollicitant de la cornière est :

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{264,69 * 1,2^2}{8} = 47,64 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant de la cornière est :

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y} * f_y}{\gamma_a} = \frac{3,05 * 10^{-6} * 23,5 * 10^6}{1,1} = 65,16 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 47,64 \text{ kN.m} < M_{el,Rd} = 65,16 \text{ kN.m}$ Condition vérifiée !

b. Dimensionnement du limon

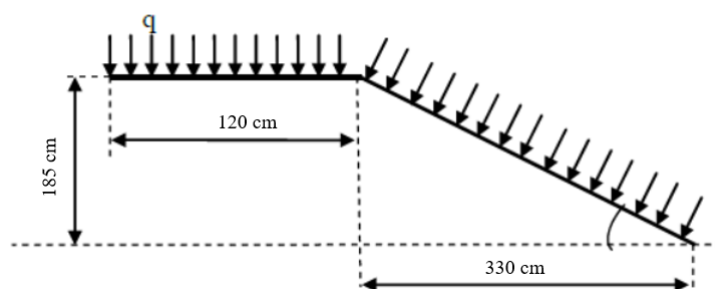


Figure 16: Schéma représentatif du limon

$$\tan \alpha = \frac{1,85}{3,30} = 0,561 \Rightarrow \alpha = 29,28^\circ$$

$G = 45 \text{ kg/m}^2$; $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

$q = 1,35 * G + 1,5 * Q = 435,75 \text{ daN/m}$

Calcul statique

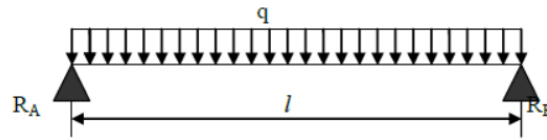


Figure 17: Schéma statique de calcul du limon

$$l = 3,30 + 1,20 = 4,50 \text{ m}$$

$$R_A = R_B = \frac{q * l}{2} = \frac{435,75 * 4,5}{2} = 980,44 \text{ daN}$$

Condition de flèche

$$f = \frac{5 * q * l'^4}{384 * E * I} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I \geq \frac{5 * q * l'^3 * 300}{384 * E}$$

$$q = (G + Q) * \cos \alpha = 257,31 \text{ kg/m} ; l' = 4,5 \text{ m}$$

$$I \geq 436,15 \text{ cm}^4$$

Donc soit des limons en UAP 130

Vérification de la résistance

$$\frac{N}{\chi_{min} * N_{pl}} + \frac{K_{LT} * M_y}{\chi_{LT} * M_{pl,y}} \leq \gamma_{M1}$$

Le risque de déversement est inexistant, nous aurons alors : $K_{LT} = \chi_{LT} = 1$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = f(\bar{\lambda}) \text{ courbe "c"}$$

$\beta_A = 1$ Car le profilé est de classe 2.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{4,06 * 100}{5,12} = 79,3 \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{4,06 * 100}{1,71} = 237,43$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) * (\beta_A)^{0,5} = 0,84 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) * (\beta_A)^{0,5} = 2,53$$

Courbe 'c' $\Rightarrow \chi_{min} = 0,13$

$$N_{pl} = A * f_y = 411,25 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} * f_y = 19,62 \text{ kN.m}$$

$$N = q * l * \sin \alpha = 529,52 \text{ daN}$$

$$M_y = \frac{q * l^2 * \sin \alpha}{8} = \frac{266,67 * 4,06^2 * \sin(29,28^\circ)}{8} = 268,73 \text{ daN}$$

$$\frac{N}{\chi_{min} * N_{pl}} + \frac{K_{LT} * M_y}{\chi_{LT} * M_{pl,y}} = \frac{529,52 * 10^{-2}}{0,13 * 411,25} + \frac{1 * 268,73 * 10^{-2}}{1 * 19,62} = 0,24 < \gamma_{M1} = 1,1$$

Conclusion : A partir de ces calculs nous avons obtenu les dimensions des éléments principaux de l'escalier suivants :

- Cornière de marche : L40x40x4
- Limon : UAP 220

XIV. DIMENSIONNEMENT DU PORTIQUE

Le portique constitue l'ossature principale du bâtiment, il supporte les charges de tous les éléments et es transmet au sol d'assise.

Dans ce projet, les portiques à âme pleine ont été choisie car en comparaison aux portiques en treuil ils ont les avantages : d'être esthétiques, moins onéreux, plus simple à assembler et moins encombrants.

Dans notre structure, on a trois (03) types de portiques différents (Type 1, Type 2 et Type 3) dont les détails sont donnés en annexe 11. Cependant notre travail portera sur le type le plus sollicité (défavorable) afin de déterminer les sections des profils des pièces.

Les charges prises en compte sur le cadre du portique et sur la poutraison du plancher sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 29: Charges prises en compte dans le calcul du portique

Charges prise en compte			
Pour le cadre			
Charges permanentes		Charges variables	
Couverture + Surcharges techniques : G_1	1,37 kN/m	Charge d'entretien : Q_1	1,87 kN/m
		Vent sur traverse : W_1	-3,01 kN/m
Poids propre des pannes : G_2	0,29 kN/m	Vent sur poteau « au vent » : W_2	-4,49 kN/m
		Vent sur poteau « sous vent » : W_3	3,93 kN/m
Pour le plancher			
Charges permanentes		Charges variables	
Poids propre de la poutraison (solives + sommiers)	Pris en compte	Charge d'exploitation Q_2	12,75 kN/m
Poids propre de la tôle + Poids propre de la dalle BA + Finitions : G_3	8,93 kN/m		

Tableau 30: Combinaison des charges appliquées

Etat limite ultime ELU	Etat limite de service
$ELU_1: [1,35 * (G_1 + G_2) + 1,5 * Q_1] + [1,35 * G_3 + 1,5 * Q_2]$	$ELS_1: [(G_1 + G_2) + Q_1] + [G_3 + Q_2]$
$ELU_2: [1,35 * (G_1 + G_2) + 1,75 * \sum W_i] + [1,35 * G_3 + 1,5 * Q_2]$	$ELS_2: [(G_1 + G_2) + \sum W_i] + [G_3 + Q_2]$

1. Calcul des sollicitations

La détermination des sollicitations globales affectant le portique nécessite un calcul par étape de toutes des sollicitations élémentaires, engendrées par les charges permanentes, charges d'exploitations et charges du vent. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons d'action les plus défavorables, pour déterminer les sections des profils des pièces.

Le logiciel de calcul par éléments finis RDM6 a été utilisé pour le calcul de ces sollicitations.

Les résultats sont consignés en Annexe.

2. Dimensionnement de la traverse

Nous avons une longueur totale de traverse de 19.86 m ; étant donné que la longueur maximale des laminés est de 12 m, nous avons choisi d'adopter une traverse à trois (03) morceaux (pour chaque demi-versant). Dans la suite du travail nous dimensionnerons le morceau le plus sollicité.

Tableau 31: Efforts agissant sur la traverse

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
15	199,8	54,9	37,7

Le dimensionnement se fera suivant le critère de résistance

$$M_{Ed} = 199,8 \text{ kN.m}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{199,8}{235 * 10^3} * 10^6 = 850,21 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 850,21 \text{ cm}^3$$

On choisira un profilé HEA 260

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} * \frac{qL^4}{E * I_y}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{4,67 * 6,67^4}{210 * 10^6 * 10450 * 10^{-8}} = 0,0056 \text{ m}$$

$$f = 0,56 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{6,67}{200} = 3,34 \text{ cm}$$

Vérification de la résistance aux instabilités

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. On se rend compte que le profilé choisi (HEA 260) ne résiste pas aux instabilités. Ainsi par itération nous avons choisi le profilé HEA 340.

Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,982 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,546 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 300. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 81,3%.

Voir les détails de calcul de la traverse en annexe

3. Dimensionnement de la poutre de rive

Cette poutre passe par la partie longitudinale du bâtiment. Elle a permis de relier tous les poteaux ainsi que les faîtages. Il s'agit donc dès lors de vérifier que le moment fléchissant est inférieur au moment plastique résistant.

Tableau 32: Effort agissant la poutre de rive

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
*	177	46,6	34

Suivant le même procédé que précédemment, on obtient un profilé HEA 220 avec un taux de travail de 90,9%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

4. Dimensionnement du poteau

Les poteaux des portiques sont sollicités à la flexion sous l'effet du moment fléchissant et à la compression simple sous l'effet de l'effort normal, dans le plan des portiques. Etant donné que la flexion prime sur la compression, nous allons dimensionner avec le moment fléchissant.

a. Dimensionnement du poteau de rive

Tableau 33: Effort agissant sur le poteau de rive

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
19	117	44,5	49,8

Suivant le même procédé que précédemment, on obtient un profilé HEA 300 avec un taux de travail de 48,4%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

b. Dimensionnement du poteau central

Tableau 34: effort agissant sur le poteau central

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
15	199,8	54,9	37,7

Suivant le même procédé que précédemment, on obtient un profilé HEA 300 avec un taux de travail de 86,4%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

5. Dimensionnement des poteaux supportant le planchera. Dimensionnement du poteau de hauteur 3,50 m

Ce poteau supporte le premier plancher de hauteur 3,5 m

Tableau 35: Effort agissant sur le poteau de 3.5m

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
24	39,1	418,9	20,8

Suivant le même procédé que précédemment, on obtient un profilé HEA 300 avec un taux de travail de 11,5%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

b. Dimensionnement du poteau de hauteur 6.00 m

Ce poteau supporte l'ensemble des deux planchers (hauteur 3,5 m et 6 m).

Tableau 36: Effort agissant sur le poteau de 6 m

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
21	82,8	113,6	54,2

Suivant le même procédé que précédemment, on obtient un profilé **HEA 300** avec un taux de travail de 27.9%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

6. Vérification des poutres du planchera. Poutre de longueur 8.10 m

D'après la partie « dimensionnement du plancher », cette poutre est en HEA 360.

Tableau 37: Effort agissant sur la poutre de 8.10 m

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
11	214,4	144	54,2

Selon les résultats, on peut conclure que la poutre est bien dimensionnée avec un taux de travail de 50,4%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

b. Poutre de longueur 6,7 m

D'après la partie « dimensionnement du plancher », cette poutre est en HEA 300.

Tableau 38: Effort agissant sur la poutre de 6.70 m

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
3	137,6	110,8	33,4

Selon les résultats, on peut conclure que la poutre est bien dimensionnée avec un taux de travail de 44,4%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

c. Poutre de longueur 5.3 m

D'après la partie « dimensionnement du plancher », cette poutre est en HEA 240.

Tableau 39: Effort agissant sur la poutre de 5.30 m

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
9	84,3	83	56

Selon les résultats, on peut conclure que la poutre est bien dimensionnée avec un taux de travail de 52,5%.

Voir les détails de calcul de la poutre en annexe.

REMARQUE : On remarque qu'en plus des critères de résistance, le choix des profilés est aussi fonction des conditions d'assemblages. Ainsi on est souvent amené à choisir des sections plus élevées pour certains éléments qui de ce fait travaillent à un faible pourcentage (taux de travail de 11,5%, 27,9%, etc.) ce qui ne permet pas d'optimiser la conception.

Ainsi pour une conception plus optimale, nous avons fait le choix d'utiliser des profilés reconstitués soudés PRS ce qui nous permettra de faire un choix de section plus optimal.

XV. CONCEPTION DU PORTIQUE (PRS)

Etant donné que les conditions d'assemblage sont aussi importantes dans le choix des sections, nous avons choisi de fixer une même base pour tous les éléments (afin de faciliter l'assemblage) et ensuite faire des itérations sur les épaisseurs et les hauteurs afin de trouver les sections optimales. Les vérifications se feront toujours avec la même feuille Excel définie plus haut.

Pour chaque profilé PRS conçu, les propriétés mécaniques de ce dernier sont calculées avec le logiciel « PropSection v1.0.4 ».

1. Dimensionnement de la traverse

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 40: Caractéristiques de la traverse en PRS

Caractéristiques géométrique de la traverse (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
400	200	15	15

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités montre que la section choisie est bien dimensionnée avec un taux de travail de 88.7%.

Voir les détails de calcul en Annexe.

2. Dimensionnement du poteau

a. Dimensionnement du poteau de rive

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 41: Caractéristiques du poteau de rive en PRS

Caractéristiques géométrique du poteau de rive (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
400	200	12	15

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités montre que la section choisie est bien dimensionnée avec un taux de travail de 90.9%.

Voir les détails de calcul en annexe.

b. Dimensionnement du poteau central

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 42: Caractéristiques du poteau central en PRS

Caractéristiques géométrique du poteau centrale (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
400	250	15	15

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités nous montre que la section choisie est bien dimensionnée avec un taux de travail de 87%.

Voir les détails de calcul en annexe.

3. Dimensionnement des poteaux supportant le plancher

a. Dimensionnement du poteau de hauteur 3.50 m

Ce poteau supporte le premier plancher de hauteur 3.5 m

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 43: Caractéristique de poteau de 3.5 m en PRS

Caractéristiques géométrique de la traverse (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
200	200	6	6

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités nous montre que la section choisie est bien dimensionnée avec un taux de travail de 74.5%.

Voir les détails de calcul en annexe.

b. Dimensionnement du poteau de hauteur 6.00 m

Ce poteau supporte l'ensemble des deux planchers (hauteur 3.5 m et 6 m).

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 44: Caractéristiques du poteau de 6.7 m en PRS

Caractéristiques géométrique de la traverse (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
300	250	8	12

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités nous montre que la section choisie est bien dimensionnée avec un taux de travail de 83.4%.

Voir les détails de calcul en annexe.

4. Vérification des poutres du plancher

a. Poutre de longueur 8.10 m

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 45: Caractéristiques de la poutre de 8.10 m

Caractéristiques géométrique de la traverse (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
450	200	15	20

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités montre que la section choisie est bien dimensionnée avec un taux de travail de 84.8%.

Voir les détails de calcul en annexe.

b. Poutre de longueur 6.70 m et 5.30 m

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 46: Caractéristiques de la poutre de 6.70 m / 5.30 m

Caractéristiques géométrique de la traverse (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
300	200	10	15

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités montre que la section choisie est bien dimensionnée avec un taux de travail de 90.1%.

XVI. CALCUL DES ASSEMBLAGES

On appelle assemblage un dispositif permettant de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions.

« Vaux mieux avoir une structure mal dimensionnée et bien assemblée que le contraire », a-t-on l'habitude de dire. En effet l'assemblage constitue le tendon d'Achille dans une construction métallique. C'est pour quoi on doit lui porter une attention toute particulière.

Ainsi tous les assemblages de la structure doivent être vérifiés en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises.

1. Assemblages pannes-traverse (échantignole)

Les pannes seront rattachées 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). La présentation d'un modèle est illustrée par la figure suivante :

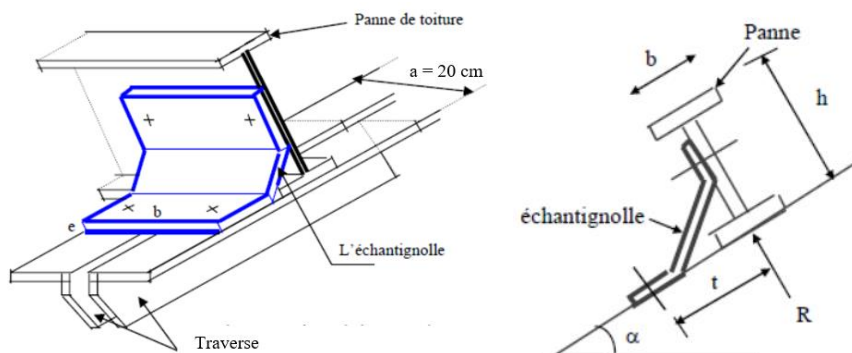


Figure 18: Disposition de l'échantignole

❖ Dimensionnement de l'échantignole

Le moment de renversement sera $M_R = R * t$ avec t l'excentrement.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : $2 * \left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3 * \left(\frac{b}{2}\right)$

Pour un IPE 100, on a : $b = 5,5 \text{ cm}$ et $h = 10 \text{ cm}$; donc : $5,5 \leq t \leq 8,25$; Soit $t = 8 \text{ cm}$

$$R_A = R_B = \frac{W_e * 5,1}{2} = \frac{1,63 * 5,1}{2} = 4,16 \text{ kN}$$

Calcul du moment de renversement : $M_R = R * t = 4,16 * 0,08 = 0,333 \text{ kN.m}$

$$M_R < M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{M_R * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{0,333 * 1}{235 * 10^3} = 1,42 \text{ cm}^3$$

$$W_{Rd} = \frac{a * e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 * W_{Rd}}{20}} = 0,65 \text{ cm}$$

$$e = 7 \text{ mm}$$

Conclusion : nous retiendrons pour les échantignoles, une platine d'épaisseur (e) 7 mm, de longueur (t) 80 mm et de largeur (a) 20 mm

2. Assemblages des éléments du portique

La résistance en flexion et la résistance au cisaillement de l'assemblage dépendent des barres assemblées et des composantes de bases de l'assemblages qui contribuent à la résistance de ce dernier. Il s'agit de déterminer la section des boulons et le diamètre des boulons.

Le calcul des assemblages sera effectué par une feuille Excel élaborée dans ce sens en fonction des sollicitations, les choix de conception et les conditions (de pince) à vérifier.

a. Assemblage traverse-poteaux de rive

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 14 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 47: Sollicitations et choix de l'assemblage

Sollicitations			
Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)	
117	46.6	49.8	
Hypothèses et choix			
Type de boulons	HR 8.8	Fyp	Fub
		640	800
Surface de platine	Classe C	μ	0.3
Type de tou	Ordinaire	Ks	1

Tableau 48: Section des boulons et dispositions constructives pour traverse-poteau de rive

Choix du boulon					
Section résistante calculée As (mm²)		152.54		Nombre de rangés de boulons	2
Section résistante choisie (mm²)		192			
Diamètre du boulon φ (mm)		18		Nombre de boulons au niveau de l'âme	8
Diamètre du trou (mm)		20			
Vérifications des conditions de pince					
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification	
e1 (mm)	40	e1 (mm) ≥ 1.2 * d0		24	Ok !
e2 (mm)	30	e2 (mm) ≥ 1.5 * d0		30	Ok !
P1 (mm)	120	P1 (mm) ≥ 2.2 * d0		44	Ok !

P2 (mm)	100	$P2 (mm) \geq 3 * d0$	60	Ok !
P1 (mm)	120	$P1 (mm) \leq 14 * t$ ou 200 mm	140	Ok !
P2 (mm)	100	$P2 (mm) \leq 14 * t$ ou 200 mm	140	Ok !

b. Assemblage traverse-poteaux central (faîtage)

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 17 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous. Suivant le même principe on obtient :

Tableau 49: Section des boulons et dispositions constructives pour traverse-poteau central

Choix du boulon				
Section résistante calculée As (mm²)		260.43	Nombre de rangés de boulons	2
Section résistante choisie (mm²)		303		
Diamètre du boulon φ (mm)		22	Nombre de boulons au niveau de l'âme	8
Diamètre du trou (mm)		24		
Vérifications des conditions de pince				
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification
e1 (mm)	65	$e1\text{ (mm)} \geq 1.2 * d0$	28.8	Ok !
e2 (mm)	37.5	$e2\text{ (mm)} \geq 1.5 * d0$	36	Ok !
P1 (mm)	120	$P1\text{ (mm)} \geq 2.2 * d0$	52.8	Ok !
P2 (mm)	100	$P2\text{ (mm)} \geq 3 * d0$	72	Ok !
P1 (mm)	120	$P1\text{ (mm)} \leq 14 * t$ ou 200 mm	140	Ok !
P2 (mm)	100	$P2\text{ (mm)} \leq 14 * t$ ou 200 mm	140	Ok !

c. Assemblage traverse-traverse

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 20 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous. Suivant le même principe on obtient :

Tableau 50: Section des boulons et dispositions constructives pour traverse-traverse

Choix du boulon					
Section résistante calculée As (mm²)		109.12		Nombre de rangés de boulons	2
Section résistante choisie (mm²)		115			
Diamètre du boulon φ (mm)		14		Nombre de boulons au niveau de l'âme	8
Diamètre du trou (mm)		16			
Vérifications des conditions de pince					
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification	
e1 (mm)	40	e1 (mm) ≥ 1.2 * d0		19.2	Ok !
e2 (mm)	25	e2 (mm) ≥ 1.5 * d0		24	Ok !
P1 (mm)	120	P1 (mm) ≥ 2.2 * d0		35.2	Ok !
P2 (mm)	100	P2 (mm) ≥ 3 * d0		48	Ok !
P1 (mm)	120	P1 (mm) ≤ 14 * t ou 200 mm		140	Ok !
P2 (mm)	100	P2 (mm) ≤ 14 * t ou 200 mm		140	Ok !

d. Assemblage de la poutraison du plancher

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 3 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 51: Section des boulons et dispositions constructives pour poutraison

Choix du boulon				
Section résistante calculée A_s (mm²)		272.98	Nombre de rangés de boulons	2
Section résistante choisie (mm²)		303		
Diamètre du boulon ϕ (mm)		22	Nombre de boulons au niveau de l'âme	8
Diamètre du trou (mm)		24		
Vérifications des conditions de pince				
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification
e1 (mm)	65	$e1 \text{ (mm)} \geq 1.2 * d_0$	28.8	Ok !
e2 (mm)	37.5	$e2 \text{ (mm)} \geq 1.5 * d_0$	36	Ok !
P1 (mm)	120	$P1 \text{ (mm)} \geq 2.2 * d_0$	52.8	Ok !
P2 (mm)	100	$P2 \text{ (mm)} \geq 3 * d_0$	72	Ok !
P1 (mm)	120	$P1 \text{ (mm)} \leq 14 * t \text{ ou } 200 \text{ mm}$	140	Ok !
P2 (mm)	100	$P2 \text{ (mm)} \leq 14 * t \text{ ou } 200 \text{ mm}$	140	Ok !

3. Assemblage pieds de poteau

Le pied de poteau a pour rôle, la transmission au massif des efforts développés dans le poteau. Il est constitué d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé, de raidisseur, d'une bêche et de tiges d'ancrage.

Suivant la conception de notre structure, nous avons deux types de pieds de poteaux : l'un pour les poteaux supportant la poutraison de la dalle et l'autre pour les poteaux du portique.

Pour le dimensionnement de la platine et du goujon on suppose que le pied de poteau est articulé

a. Assemblage pieds de poteau de poutraison

❖ Calcul de la surface et épaisseur de la platine

Paramètre de base

Effort de compression : $N = 418.9 \text{ kN}$

Béton dosé à 350kg/m³ : $f_{bu} = 80 \text{ daN/cm}^2$

Surface d'appuis de la platine d'assise

$$f_{bu} \geq \frac{N}{a * b} \Rightarrow a * b \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{418.9}{80 * 10^{-2}} = 523.63 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{a * b \geq 523.63 \text{ cm}^2}$$

La hauteur du PRS du poteau est $H_p = 300 \text{ mm}$ et sa largeur $B_p = 250 \text{ mm}$

Pour des raisons de construction, nous adoptons $u = 100 \text{ mm}$

$$a = 300 + 2 * 100 = 500 \text{ mm}$$

$$b = 250 + 2 * 100 = 450 \text{ mm}$$

$$a * b = 50 * 40 = 2250 \text{ cm}^2 > 523.63 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation

$$\sigma = \frac{N}{a * b} = \frac{418.9 * 10^{-3}}{2250 * 10^{-4}} = 1.86 \text{ MPa} < f_{bu} = 8 \text{ MPa}$$

Epaisseur de la platine

$$t \geq u * \sqrt{\frac{3 * \sigma}{f_y}} = 100 * \sqrt{\frac{3 * 1.86}{235}} = 15.41 \text{ mm}$$

$$\mathbf{t = 20 \text{ mm}}$$

❖ Détermination du diamètre des tiges d'ancrage

L'effort de traction par tige d'ancrage : soit **6 tiges** d'ancrages

$$V = \frac{418.9}{6} = 69.82 \text{ kN}$$

L'effort admissible par scellement, dans le cas de goujons avec crosse vaut :

$$V = 0.1 * \left(1 + \frac{7 * g_c}{1000}\right) * \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} * (l_1 * \phi + 6.4 * r + 3.5 * l_2)$$

Ce qui nous donne une équation du second degré :

$$0.1 * \left(1 + \frac{7 * 350}{1000}\right) * \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250}\right)^2} * (20 * \phi + 19.2 * \phi + 7 * \phi) = 6982$$

On a donc : $\phi \geq 22.84 \text{ mm}$

On choisit donc $\phi = \mathbf{24 \text{ mm de classe 8.8}}$

Vérification

Dans notre cas les pieds de poteau sont sollicités par des efforts normal centré N et des moments flexion M. Ce qui fait que les boulons situés sur le côté gauche de l'effort N sont soumis à des efforts de tractions et le béton situé sur le côté droit de l'effort N est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire (voir figure ci-dessous).

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{2 * N * l}{b * h' * \left(h - \frac{h'}{3}\right)} = \frac{2 * 418.9 * 50}{40 * 29.4 * \left(45 - \frac{23.69}{3}\right)} = 10.12$$

$\sigma_b = 10.12 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

Vérification des goujons à la traction

$$\sigma_a = \frac{N}{A} * \frac{l - h - \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} = \frac{418.9}{4.91} * \frac{50 - 45 - \frac{29.4}{3}}{45 - \frac{29.4}{3}} = -110.08$$

$\sigma_a = 110.1 \text{ MPa} < 800 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

b. Assemblage pieds de poteau de portique

❖ Calcul de la surface et épaisseur de la platine

Paramètre de base

Effort de compression : $N = 580.5 \text{ kN}$

Béton dosé à 350 kg/m^3 : $f_{bu} = 80 \text{ daN/cm}^2$

Surface d'appuis de la platine d'assise

$$f_{bu} \geq \frac{N}{a * b} \Rightarrow a * b \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{580.5}{80 * 10^{-2}} = 725.63 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{a * b \geq 725.63 \text{ cm}^2}$$

La hauteur du PRS du poteau est $H_p = 400 \text{ mm}$ et sa largeur $B_p = 250 \text{ mm}$

Pour des raisons de construction, nous adoptons $u = 100 \text{ mm}$

$$a = 400 + 2 * 100 = 600 \text{ mm}$$

$$b = 250 + 2 * 100 = 450 \text{ mm}$$

$$a * b = 60 * 45 = 2700 \text{ cm}^2 > 725.63 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation

$$\sigma = \frac{N}{a * b} = \frac{580.5 * 10^{-3}}{2700 * 10^{-4}} = 2.15 \text{ MPa} < f_{bu} = 8 \text{ MPa}$$

Epaisseur de la platine

$$t \geq u * \sqrt{\frac{3 * \sigma}{f_y}} = 100 * \sqrt{\frac{3 * 2.15}{235}} = 16.57 \text{ mm}$$

$$\mathbf{t = 20 \text{ mm}}$$

❖ Détermination du diamètre des tiges d'ancrage (goujons)

L'effort de traction par tige d'ancrage : soit 6 tiges d'ancrages

$$V = \frac{580.5}{6} = 96.75 \text{ kN}$$

$$0.1 * \left(1 + \frac{7 * 350}{1000}\right) * \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250}\right)^2} * (20 * \phi + 19.2 * \phi + 7 * \phi) = 9675$$

On a donc : $\varnothing \geq 23.68 \text{ mm}$

On choisit donc $\varnothing = \mathbf{24 \text{ mm de classe 8.8}}$

Vérification

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{2 * N * l}{b * h' * \left(h - \frac{h'}{3}\right)} = \frac{2 * 580.5 * 60}{45 * 26.0 * \left(55 - \frac{26.0}{3}\right)} = 12.85$$

$\sigma_b = 12.85 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

Vérification des goujons à la traction

$$\sigma_a = \frac{N}{A} * \frac{l - h - \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} = \frac{580.5}{4.91} * \frac{60 - 55 - \frac{26.0}{3}}{55 - \frac{26.0}{3}} = -93.56$$

$\sigma_a = 93.56 \text{ MPa} < 800 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

4. Soudage des éléments

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes ; cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties.

a. Soudage des profilés reconstitués soudés PRS

Pour la confection des profilés reconstitués soudés (soudage de l'âme au deux semelles) nous avons choisi une gorge de soudure $a = 6 \text{ mm}$.

b. Autres travaux de soudage

Pour les autres travaux de soudage (platines, montages de certains éléments, ...), nous choisissons une gorge de soudure $a = 4 \text{ mm}$.

XVII. DIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE EN BETON ARME

Les semelles ont pour rôle principal de supporter les charges de la superstructure et de les transmettre au sol d'assise. Il contribue également à la stabilité de l'ouvrage par rapport à l'effet du vent qui tend à le renverser.

Conformément aux données géotechniques qui situe le « bon » sol d'assise à une profondeur minimale de 1.5 m, il devient nécessaire pour nous d'envisager des potelets en BA de sorte que le profilé (poteau) ne soit pas enterré dans le sol pour éviter les risques de corrosion des poteaux qui entraînera la ruine de la structure. De ce fait, nos semelles seront constituées de deux (02) éléments : un potelet en BA et une semelle. Aussi avons-nous une longrine qui supportera un muret de 1.8 m de haut conformément aux plans architecturaux.

Le dimensionnement se fera à l'aide de feuille Excel élaborée suivant le BAEL 91 modifié 99.

1. Dimensionnement de la longrine

Elle est dimensionnée comme une poutre rectangulaire en flexion simple.

a. Pré-dimensionnement

❖ Critère de rigidité

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 * h < b < 0.8 * h \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} h: \text{la hauteur de la poutre} \\ b: \text{la base de la poutre} \\ L: \text{la portée de la poutre} \end{cases}$$

La plus grande portée de longrine est de 8.10 m ; ainsi on a :

$$\begin{cases} \frac{8.10}{15} \leq h \leq \frac{8.10}{10} \Rightarrow 0.54 \leq h \leq 0.81 \text{ soit } h = \mathbf{65 \text{ cm}} \\ 0.4 * h < b < 0.8 * h \Rightarrow 26 \leq h \leq 52 \text{ soit } h = \mathbf{30 \text{ cm}} \end{cases}$$

❖ Vérification BAEL

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 65 > 30 \text{ cm} \\ 30 > 20 \text{ cm} \\ 2.16 < 4 \end{cases} \quad \text{..... Condition vérifiée !}$$

Donc la section adoptée pour les longrines est **[65x30] cm²**

b. Dimensionnement

Tableau 52: Charges appliquées à la longrine

Désignation	Charge	Charge linéaire
Poids propre de la longrine	25 kN/m ³	4.875 kN/m
Muret en BTC	2.98 kN/m ²	5.36 kN/m
Dallage	25 kN/m ³	2.25 kN/m
Total		12.49 kN/m

Les calculs dont les détails sont présentés en annexe nous donnent le ferrailage suivant :

- ✓ 4HA25 pour le lit 1
- ✓ 4HA14 pour le lit 2
- ✓ 2HA12 comme acier de peau
- ✓ 4HA10 comme acier de construction

2. Dimensionnement des semelles isolées

Comme défini plus haut, les charges des poteaux sont transmises à la semelle par un potelet en BA. Il convient ainsi de dimensionner d'abord le potelet et ensuite la semelle isolée.

a. Dimensionnement du potelet en BA

Etant donné que le potelet supporte les poteaux, ses dimensions doivent être légèrement supérieures à celles des platines à la base des poteaux. Prenons une sur-largeur de 50 mm

Les dimensions des potelets sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 53: Dimensions des potelets

Type de potelets	Dimensions de la platine	Dimensions du potelet
Potelets sous plancher	500x450 mm	600x550 mm
Potelets sous portique	600x450 mm	700x550 mm

❖ Dimensionnement du potelet sous plancher

Tableau 54: Charges appliquées au potelets sous plancher

Désignation	Charge	Charge ponctuelle
Modélisation	-	418.9 kN
Charge depuis la longrine	12.49 kN/m x 7.39 m	92.30 kN
Poids propre du potelet	25x0.6x0.55x1.0	8.25 kN
Total		$N_u = 554.64$

Les calculs dont les détails sont présentés en annexe nous donnent le ferrailage suivant :

- ✓ 4HA16 comme filants dans les angles
- ✓ 2HA12 comme filants sur le côté B
- ✓ 2HA12 comme filants sur le côté A
- ✓ HA6 comme cadres et étrillés

❖ Dimensionnement du potelet sous portique

Tableau 55: Charges appliquées au potelet sous portique

Désignation	Charge	Charge ponctuelle
Modélisation	-	580.5 kN
Charge depuis la longrine	12.49 kN/m x 7.39 m	92.30 kN
Poids propre du potelet	25x0.7x0.55x1.0	9.62 kN
Total		$N_u = 718.10 \text{ kN}$

Les calculs dont les détails sont présentés en annexe nous donnent le ferrailage suivant :

- ✓ 4HA16 comme filants dans les angles
- ✓ 2HA14 comme filants sur le côté B
- ✓ 2HA14 comme filants sur le côté A
- ✓ HA6 comme cadres et étrillés

3. Dimensionnement des semelles

a. Dimensionnement des semelles sous plancher

De la modélisation on a : $\begin{cases} N_{ser} = 391.85 \text{ kN} \\ N_u = 555.64 \text{ kN} \end{cases}$

Les calculs dont les détails sont présentés en annexe nous donnent le ferrailage suivant :

- ✓ Une semelle de dimensions (AxB) : 1.80x1.80 m
- ✓ Une hauteur de semelle (H) : 40 cm
- ✓ 10HA10 suivant A et suivant B

b. Dimensionnement des semelles sous portique

De la modélisation on a : $\begin{cases} N_{ser} = 505.92 \text{ kN} \\ N_u = 718.10 \text{ kN} \end{cases}$

Les calculs dont les détails sont présentés en annexe nous donne le ferrailage suivant :

- ✓ Une semelle de dimensions (AxB) : 2.5x1.80 m
- ✓ Une hauteur de semelle (H) : 55 cm
- ✓ 10HA10 suivant A et 10HA12 suivant B

4. Dimensionnement du dallage

On obtient ainsi une dalle industrielle en **béton non armé d'épaisseur 20 cm** avec un espacement de joints de 5 m.

Voir détails en Annexe

XVIII. EVALUATION ET ESTIMATION DU COUT DU PROJET

Tout projet a un coût, et il est très important d'avoir une idée précise là-dessus, afin de permettre à tous les intervenants d'avoir une idée sur le prix et l'envergure des travaux à réaliser d'où ce chapitre qui traitera d'abord de l'avant métré puis d'une estimation du coût du projet.

1. Avant métré

L'avant métré est un procédé technique qui consiste à quantifier les matériaux, matériels et équipement nécessaires à la réalisation d'un projet.

En raison de l'envergure des travaux, dans cette étude seule les éléments qui compose l'ossature de la structure seront quantifier.

Nous obtenons ainsi une structure dont le poids total est de **213.26 tonnes** (voir détails en annexe)

2. Estimation du cout du projet

Le coût de la réalisation de l'ouvrage se résume dans le tableau ci-après :

Tableau 56 : Répartition des coûts

Lot	Tache	Montant HT	%HT
1	Terrassement	7 069 448	2%
2	Gros œuvre - béton	147 003 775	37%
3	Maçonnerie	3 197 088	1%
4	Charpente métallique	235 050 634	60%
Total hors TVA (18%)		392320945	100%
Total TTC		462938715	100%

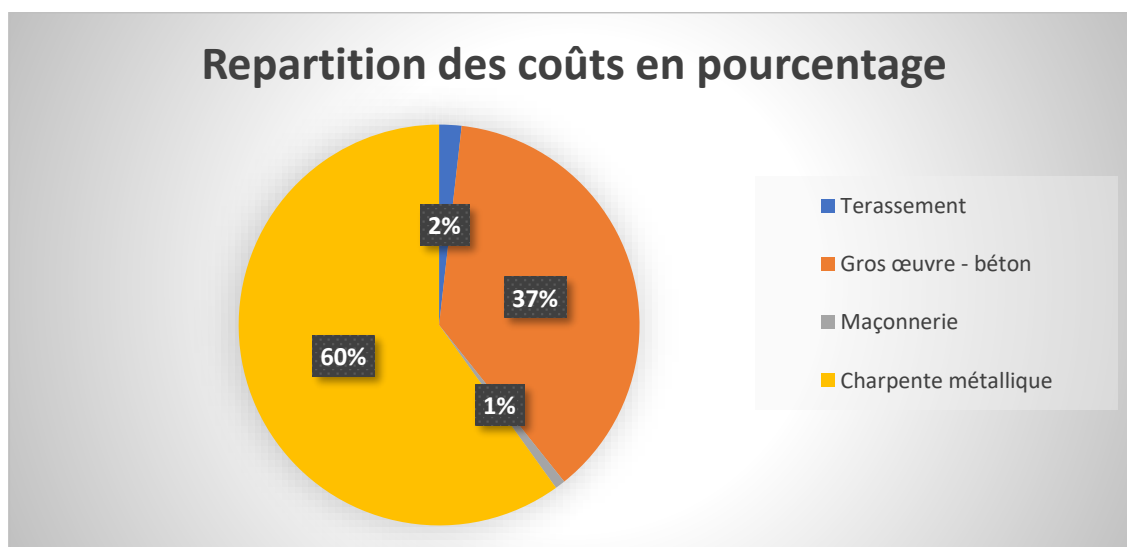


Figure 19 : Répartition des coûts en pourcentage

XIX. PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX

Le planning est un moyen incontournable de management de projet car elle permet de :

- ✓ Définir les travaux
- ✓ Fixer les objectifs,
- ✓ Coordonner les actions
- ✓ Diminuer les risques et de suivre les actions en cours.

Pour ce projet le diagramme de GANTT a été utilisé pour la planification des taches (voir annexe 10). Il ressort de cette étude une durée totale d'exécution du projet de 10 mois.

XX. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Tout projet, toute modification de la nature à un impact sur l'environnement. Il est donc plus que nécessaire sur tout projet d'effectuer une étude d'impact environnemental en vue de localiser les points néfastes sur l'environnement et de trouver des solutions appropriées.

La réalisation d'étude d'impact environnemental et social (EIES) pour un projet revient à élaborer un dossier qui met en lumière les conséquences environnementales et (ou les dangers) d'un projet pour limiter, atténuer et/ou compenser les impacts environnementaux.

Les principaux enjeux du projet sont présentés dans le tableau ci-dessous

Enjeux	Description
Environnement	▪ Pression sur les ressources naturelles ; ▪ Pollution des ressources naturelles ; ▪ Gestion de déchets ; ▪ Nuisances dues aux travaux
Social	▪ Problème de conflits fonciers ▪ Afflux non contrôlé de population ▪ Santé publique ▪ Sécurité des employés ▪ Sécurité des entreprises en charge des travaux
Culturel	▪ Préservation du patrimoine culturel et archéologique ; ▪ Modification des coutumes et des traditions et les valeurs culturelles
Économique	▪ Inflation générée par le projet ▪ Retombées économiques locales et régionales du projet ▪ Économie des ménages

Ces enjeux nous permettent d'évaluer les impacts et ainsi faire un bilan des impacts positifs et négatifs à travers une matrice d'identification des impacts potentiels pour enfin proposer des mesures d'atténuation. Les mesures d'atténuation s'appliquent à l'ensemble des interventions pour la réalisation de l'ouvrage ; l'objectif fixé étant de zéro (0) accident à travers une sécurisation des travailleurs, une réduction d'impact négatif sur le milieu humain (Population), une maximisation des interventions favorisant les impacts positifs et enfin une meilleure protection du milieu biophysique.

XXI. CONCLUSION

1. Conclusion

Au terme de cette étude portant sur la conception et le dimensionnement d'une usine à charpente métallique et mixte, nous avons pu parcourir les différentes phases relatives à la réalisation d'un bâtiment à structure métallique avec un plancher mixte acier-béton.

De l'étude structurelle du bâtiment, nous retenons une ossature du bâtiment entièrement métallique composée essentiellement de profilés reconstitués soudés (PRS), un plancher mixte à bac collaborant. Le tout reposant sur des semelles isolées en béton armé. Tous les éléments de la structure ont été dimensionnés suivant les normes de calcul.

Le coût du projet a été estimé à quatre cent soixante-deux millions neuf cent trente-huit mille sept cent quinze franc FCA (462 938 715 F CF TTC)

2. Recommandations

Contrairement aux profilés laminés à chaud, nous recommandons l'utilisation des profilés reconstitués soudés PRS qui permet d'optimiser les sections des différents éléments porteurs principaux (poutres, poteaux, traverses).

Pour les éléments secondaires de la structure (pannes, lisses de bardage), l'utilisation des profilés laminés à froid permet non seulement d'optimiser les sections de ces éléments mais aussi d'alléger la structure.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages et articles

- Moussa LO, Cours de Construction Métallique (2018), 2iE
- Jean MOREL, Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, EYROLLES (2005)
- Marc Landowski, Bertrand Lemoine, Concevoir et construire en acier, collection Mementos acier (2005)
- NV65 (2000), Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes
- Dr Ir P. BOERAVA, Manuel de calcul de poutre et dalles mixtes acier-béton selon EN 1994-1-1 (12/2004), (Eurocode 4)
- Zineb AISSAOUI, Etude et conception d'un bâtiment métallique- Show-room- (Oran) (2013)
- Jaber MALAM SOULEY DAN MARADI, Conception et dimensionnement d'un atelier de maintenance en charpente métallique au compte de la représentation de l'ASECNA au Niger (2016)
- Mercuriale BTP, 2016, Version définitive Ouagadougou, Catalogue de prix
- Ir C. Ployaert, Sols industriels en béton de ciment (1), conception et dimensionnement (2000)
- Michel CRISINEL, Conception et calcul des dalles mixtes acier-béton

Sites internet

- http://www.leboutte.be/catalogue_fr_metaux_fer.html
- <http://www.stunasindustries.com/Fr/panneaux-sandwich-et-accessoires>
- http://www.prix-construction.info/renovation/Enveloppe_et_finition_exterieure/facades_legeres

ANNEXES

- Annexe 1 : Etude au vent selon la norme NV65
- Annexe 2 : Dimensionnement des éléments de la structure
- Annexe 3 : Dimensionnement du plancher mixte
- Annexe 4 : Dimensionnement des escaliers
- Annexe 5 : Dimensionnement du portique
- Annexe 6 : Calcul des assemblages
- Annexe 7 : Dimensionnement de la partie en BA
- Annexe 8 : Etude d'impact environnemental
- Annexe 9 : Evaluation et estimation du cout du projet
- Annexe 10 : Planning d'exécution des travaux
- Annexe 11 : Plans d'exécution

Annexe 1 : Etude au vent selon la norme NV65

Généralités et définitions

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace : (constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol).
- Perméabilité de ses parois : (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi).

Détermination de la pression de calcul du vent

La pression statique de calcul du vent est donnée par la formule suivante :

$$P = q_h * k_s * k_m * \delta * C_r$$

Avec :

- q_h : *pression dynamique agissant à la hauteur h*
- k_s : *Coefficient de site*
- k_m : *Coefficient de masque*
- δ : *Coefficient de réduction*
- C_r : *Coefficient résultant*

Pour une hauteur h (en mètres) au - dessus du sol, la pression dynamique q_h est donnée par la formule suivante :

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

Valable pour $h \leq 500 \text{ m}$

Avec :

- q_{10} : *pression dynamique de base (agissant à la hauteur $h = 10 \text{ m}$)*
- h : *hauteur de point considéré*

Pression dynamique de base q_{10}

Les règles fixent, pour chaque région, une pression dynamique de base normale et une pression dynamique de base extrême. Elles sont déterminées à une hauteur $h = 10 \text{ m}$ au-dessus du sol pour un site normal sans effet de masque et pour une surface de 0.50 m de côté.

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Pression dynamique de base q_{10} (daN/m ²)	50	60	75	90	120

Subdivision en zones

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Vitesse du vent (m/s)	28.6	31.3	35	38.3	44.2

Effet de site

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. Les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrême définies ci-dessus doivent être multipliées par un coefficient de site K_s . Les règles NV65 considèrent trois types de sites :

- ✓ Site protégé. Exemple : Fond de cuvette bordé de collines sur tout son pourtour et protégé ainsi pour toutes les directions du vent.
- ✓ Site normal. Exemple : Plaine ou plateau de grande étendue pouvant présenter des dénivellations peu importantes, de pente inférieure à 10 % (vallonements, ondulations).
- ✓ Site exposé. Exemples : Au voisinage de la mer ; le littoral en général (sur une profondeur d'environ 6 km) ; le sommet des falaises ; les îles ou presqu'îles étroites. A l'intérieur du pays : les vallées étroites où le vent s'engouffre etc.

Les coefficients de site K_s sont donnés par le tableau 2 suivant en fonction de la nature du site (protégé, normal ou exposé)

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0.8	0.8	0.8	0.8	*
Site normal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Site exposé	1.35	1.30	1.25	1.20	1.20

Effet de masque

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Une réduction d'environ 25% de la pression dynamique de base peut être appliquée dans le cas où on peut compter sur un effet d'abri résultant de la présence d'autres constructions. Mais pour des raisons de sécurité on prend généralement $K_m = 1$.

Effet des dimensions

Le vent est irrégulier, surtout au voisinage du sol, et ne souffle pas avec la même vigueur simultanément en tout point d'une même surface ; la pression moyenne diminue donc quand la surface frappée augmente. On en tient compte en multipliant la pression dynamique par un coefficient réducteur (δ) fonction de la plus grande dimension, horizontale ou verticale, de la surface offerte au vent afférente à l'élément considéré dans le calcul.

Remarque : La totalité des réductions autorisées par les règles : effet de masque et de dimension ne doit en aucun cas, dépasser 33 %.

Calcul du coefficient de pression résultant C_r

Le coefficient de pression résultant C_r est déterminé comme suit :

$$C_r = C_e - C_i$$

Avec :

- C_e : Coefficient de pression extérieure
- C_i : Coefficient de pression intérieure

Coefficient de pression extérieure C_e

Pour une direction donnée du vent, les faces de la construction situées du côté du vent sont dites "au vent" les autres y compris les faces pour lesquelles le vent est rasant, sont dites "sous vent".

Coefficient de pression intérieure C_i

Le coefficient de pression intérieure " " est déterminé en fonction de la direction du vent et des perméabilités des parois (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi) qui permet à l'effet du vent de se manifester à l'intérieur du bâtiment par une surpression ou une dépression.

Perméabilités des parois

Une paroi a une perméabilité au vent $\mu\%$ si elle comporte des ouvertures dont la somme des aires représente $\mu\%$ de son aire totale.

$$\mu\% = \frac{a * b}{A * B}$$

Avec :

- A et B les dimensions de la paroi
- a et b les dimensions de l'ouverture

On considère trois catégories de constructions :

- ✓ Construction fermée : $\mu\% \leq 5\%$
- ✓ Construction partiellement ouverte : $5\% < \mu\% < 35\%$
- ✓ Construction ouverte : $\mu\% \geq 35\%$

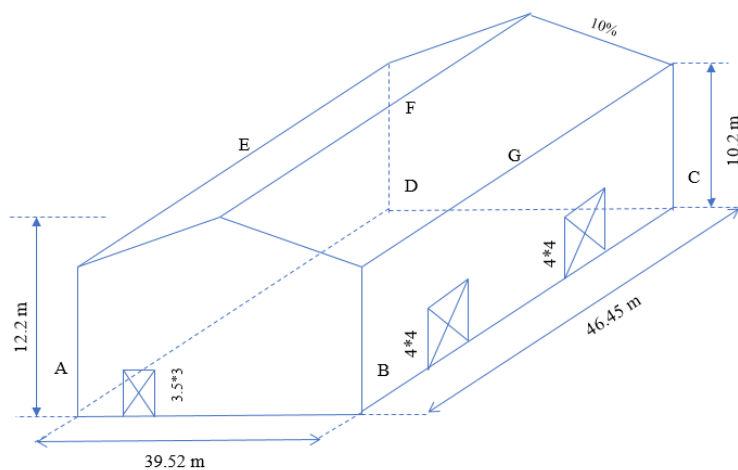
Action d'ensemble

Cette action permet de calculer les éléments principaux assurant la stabilité de l'ouvrage : portiques, contreventements, poteaux, etc. L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique de toutes les actions sur les différentes parois. Pour certains ensembles, elle peut se décomposer :

- Suivant la direction horizontale du vent en une composante T Traînée, produisant un effet d'entraînement et de renversement ;
- Suivant une direction verticale ascendante, en une composante U Portance, produisant un effet de soulèvement et, éventuellement, de renversement.

L'action d'ensemble ainsi calculée doit être frappée dans certains cas par un coefficient de majoration β , au moins égal à l'unité, donné en fonction de la période T en seconde, du mode fondamental d'oscillation de l'ouvrage, pour tenir compte de l'effet produit par une succession de rafales de vent.

Application



Données

- ✓ Longueur : 47.45 m
- ✓ Largeur : 39.52 m
- ✓ Hauteur totale : $h = 12.2$ m
- ✓ Lieu d'implantation du hangar : Ouagadougou
- ✓ Nature du site : Normal
- ✓ Construction : Non masqué
- ✓ Ouvertures :
 - Paroi BC : 2 portes de (4*4) m et 16 fenêtres de (3.5*1.2) m
 - Paroi AD : 18 fenêtres de (3.5*1.2) m
 - Paroi CD : 11 fenêtres de (3.5*1.2) m et 1 fenêtres de (2*1.2) m

- Paroi AB : 1 porte de (3.5*3) m ; 8 fenêtres de (3.5*1.2) m et 3 fenêtres de (2*1.2) m

Calcul des perméabilités des parois $\mu\%$

Le calcul de la perméabilité des parois nous permet de connaître la nature de la construction (fermée, ouverte, ou partiellement ouverte ?).

Paroi BC

$$\mu = \frac{2 * (4 * 4) + 16 * (3.5 * 1.2)}{46.45 * 10.2} * 100$$

$\mu = 20.94\%$; $5\% < \mu\% = 20.94\% < 35\%$; donc la paroi BC est partiellement ouverte.

Paroi AD

$$\mu = \frac{18 * (3.5 * 1.2)}{46.45 * 10.2} * 100$$

$\mu = 15.96\%$; $5\% < \mu\% = 15.96\% < 35\%$; donc la paroi AD est partiellement ouverte.

Paroi DC

$$\mu = \frac{11 * (3.5 * 1.2) + 1 * (2 * 1.2)}{40.7 * 10.2 + \left(\frac{40.7 * 2}{2}\right)} * 100$$

$\mu = 10.66\%$; $5\% < \mu\% = 10.66\% < 35\%$; donc la paroi DC est partiellement ouverte.

Paroi AB

$$\mu = \frac{1 * (3.5 * 3) + 8 * (3.5 * 1.2) + 3 * (2 * 1.2)}{39.52 * 10.2 + \left(\frac{39.52 * 2}{2}\right)} * 100$$

$\mu = 11.59\%$; $5\% < \mu\% = 11.59\% < 35\%$; donc la paroi AB est partiellement ouverte.

On en déduit que notre construction est une construction partiellement ouverte

Calcul des rapports de dimensions λ

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{12.2}{46.45} \cong 0.26$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{12.2}{39.52} \cong 0.30$$

Calcul du coefficient γ_0

Vent normal à la grande face S_a : γ_0^a

$\lambda_a = 0.26 < 0.5$; on calcule γ_0^a par le quadrant inférieur gauche en fonction de λ_b

$\lambda_b = 0.3$; donc $\gamma_0^a = 0.88$

Vent normal à la petite face S_b : γ_0^b

$\lambda_b = 0.3 < 1$; on calcule γ_0^b par le quadrant inférieur droit en fonction de λ_a

$\lambda_a = 0.26$; donc $\gamma_0^b = 0.85$

Calcul des coefficients de pressions

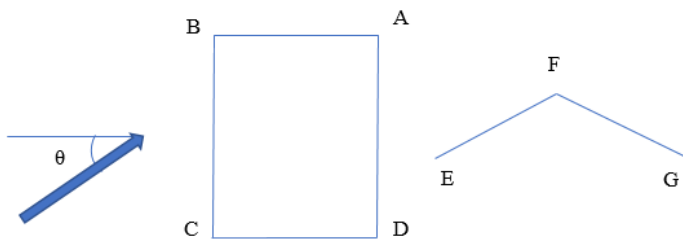
Hypothèse : Les coefficients de pression intérieures pour la construction partiellement ouverte sont calculés par interpolation linéaire entre la construction fermée et la construction ouverte.

Ainsi selon le document de la norme NV65 notamment l'annexe 5 à l'article 5.34 à la page 127, ainsi que l'annexe 6 à l'article 6.33 à la page 155, les différents coefficients de pression obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

$$C_r = C_e - C_i$$

Avec :

- C_e : Coefficient de pression extérieure
- C_i : Coefficient de pression intérieure



Direction du vent		Parois verticales				Versants de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
$\theta = 0^\circ$	Ce	-0,50	-0,80	-0,50	-0,50	-0,45	-0,30
	Ci	0,30	-0,82	0,32	0,52	0,30	0,30
	Cr	-0,80	0,02	-0,82	-1,02	-0,75	-0,60
$\theta = 90^\circ$	Ce	0,80	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50
	Ci	-0,46	0,30	-0,46	-0,30	0,46	0,46
	Cr	1,26	-0,80	-0,04	-0,20	-0,96	-0,96
$\theta = 180^\circ$	Ce	-0,50	-0,50	-0,50	0,80	-0,30	-0,45
	Ci	-0,30	0,86	-0,30	-0,39	-0,30	-0,30
	Cr	-0,20	-1,36	-0,20	1,19	0,00	-0,15
$\theta = 270^\circ$	Ce	-0,50	-0,50	0,80	-0,50	-0,50	-0,50
	Ci	-0,46	0,30	-0,46	-0,30	0,46	0,46
	Cr	-0,04	-0,80	1,26	-0,20	-0,96	-0,96

Remarques : D'après le règlement neige et vent (NV.65 art.2,14)

Lorsque : $-0.20 < C_i < 0 \Rightarrow$ on prend $C_i = -0.20$

Lorsque : $0 < C_i < +0.15 \Rightarrow$ on prend $C_i = +0.15$

Cas d'une construction fermée

Dans la nuit et les jours fériés les ouvertures sont généralement supposées fermées. Nous allons ainsi étudier ce cas de figure. Les coefficients de pressions résultant sont donnés dans le tableau ci-dessous.

		Parois verticales				Versants de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
$\theta = 0^\circ$	Ce	+0.8	-0.31	-0.31	-0.31	-0.30	-0.30
	Ci (Pression)	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42
	Ci (Dépression)	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20
	Cr (Pression)	+0.38	-0.73	-0.73	-0.73	-0.72	-0.72
	Cr (Dépression)	+1.00	-0.11 (-0.20)	-0.11 (-0.20)	-0.11 (-0.20)	-0.10 (-0.20)	-0.10 (-0.20)
$\theta = 90^\circ$	Ce	-0.5	+0.8	-0.5	-0.5	-0.65	-0.35
	Ci (Pression)	+0.3	+0.30	+0.30	+0.30	+0.30	+0.30
	Ci (Dépression)	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30
	Cr (Pression)	-0.80	+0.50	-0.80	-0.80	-0.95	-0.65
	Cr (Dépression)	-0.15 (-0.02)	+1.10	-0.15 (-0.20)	-0.15 (-0.20)	-0.35	-0.05 (-0.20)

Les actions à retenir pour les calculs :

Construction fermée

Direction du vent		Parois verticales				Versant de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
Coefficient de pression Cr	Pression	+1.0	+1.10	+1.00	+1.10	...	...
	Dépression	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0,95	-0,65

Construction partiellement ouverte

Direction du vent		Parois verticales				Versant de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
	Pression	1,26	0,15	1,26	1,19	0,15	0,15

Coefficient de pression Cr	Dépression	-0,8	-1,36	-0,82	-1,02	-0,96	-0,96
----------------------------	------------	------	-------	-------	-------	-------	-------

Calcul de la pression dynamique du vent

La pression de calcul du vent est donnée par la formule suivante

$$P = q_h * k_s * k_m * \delta * C_r$$

Avec :

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

h : la hauteur de la construction

q_h : Pression dynamique du vent à la hauteur h

q_{10} : Pression dynamique de base (pour h = 10 m)

Calcul de la pression de base q_{10}

Selon le site de la météorologie du Burkina Faso, nous avons une valeur de vitesse de vent : $v = 35 \text{ m/s}$

On a :

$$q_{10} = \frac{V^2}{16.3} = \frac{35^2}{16.3} = 75.15 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{10} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

Ainsi notre site de construction se situe dans la Zone III suivant le classement des zones.

D'où :

$$q_h = 2.5 * \frac{12.2 + 18}{12.2 + 60} * 0.75$$

$$q_h = 0.78 \text{ kN/m}^2$$

$k_s = 1.0$: Coefficient de site qui est égal à l'unité dans le cas d'un site normal

$k_m = 1.0$: Coefficient de masque égal à l'unité dans le cas d'une construction non masquée

δ : Coefficient de réduction donné en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent revenant à chaque élément.

Le tableau suivant donne les coefficients de réduction pour chaque élément de la structure.

Élément de la structure	Dimension correspondante	Coefficient de réduction δ
-------------------------	--------------------------	-----------------------------------

Panne	10.2 m	0.83
Traverse	20.4 m	0.79
Poteau	10.2 m	0.83
Potelet	12.2 m	0.82
Lisse	10.2 m	0.83

Remarque : La totalité des réductions autorisés par les règles : effet de masque et de dimension ne doit en aucun cas, dépasser 33% (NV65, art.1.245).

Pression dynamique du vent revenant à chaque élément

Eléments	Application $P = q_h * k_s * k_m * \delta * C_r$	Résultats (P en kN/m ²)	Convention de signe
Panne	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.83 * (-0.96)$	-0.62	↑
Panne	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.83 * (+0.15)$	0.097	↓
Traverse	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.79 * (-0.96)$	-0.59	↑
Traverse	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.79 * (+0.15)$	0.092	↓
Poteau	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.83 * (-1.36)$	-0.88	←
Poteau	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.83 * (1.19)$	0.77	→
Potelet	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.82 * (-1.36)$	-0.87	←
Lisse	$0.78 * 1.0 * 1.0 * 0.83 * (-1.36)$	-0.88	←

Remarque :

- Le vent pouvant tourner autour de la construction, il est possible dans de nombreux cas de se limiter pour les toitures aux seules valeurs maximales des actions sur les versants : dans le cas de la traverse, on considère la valeur de $P = -0.59 \text{ kn/m}^2$ pour les deux versants.
- Mais les deux valeurs (versant au vent et versant sous vent) doivent être envisagées dans les structures (par exemple : fermes triangulées, etc.) pour lesquelles la combinaison d'actions différentes sur les deux versants de la toiture conduirait à des résultats plus défavorables dans certains éléments (treillis de ferme ...).

Calcul de la pression nette qui s'exerce sur le portique

Les charges de vent par unité de longueur pour un portique se calcule en faisant le produit de la pression P (en kN/m²) par l'espacement des portiques $S = 5.10 \text{ m}$; ou l'espacement des pannes $S' = 1.5 \text{ m}$.

Eléments	Résultats (P en kN/m ²)	Résultats (P en kN/m)	Convention de signe
Panne	-0.62	-0.93	↑
Panne	0.097	0.15	↓
Traverse	-0.59	-3.01	↑
Traverse	0.092	0.47	↓
Poteau	-0.88	-4.49	←
Poteau	0.77	3.93	→
Potelet	-0.87	-4.08	←
Lisse	-0.88	-4.49	←

Annexe 2 : Dimensionnement des éléments de la structure

DIMENSIONNEMENT DE LA PANNE

Les pannes dont le rôle est de supporter la couverture, sont disposées dans le sens des versants. En raison de la pente imposée par l'inclinaison des traverses les pannes se calculent en flexion déviée.

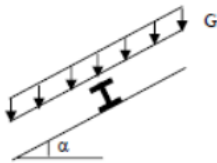
Paramètre de base

Longueur totale du demi versant : $T = \sqrt{2^2 + 19.76^2} = 19.86 \text{ m} = 19860 \text{ mm}$

- Entraxe des pannes : $Ep = 1.50 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$
- Nombre de pannes sur un demi-versant : $Np = \frac{19860}{1500} + 1 = 14.24 = 14 \text{ pannes}$
- Longueur de la panne : 5.10 m
- Les pannes seront reliées par les liernes en barres rondes afin d'éviter la déformation latérale.

Les charges appliquées

Charges permanentes



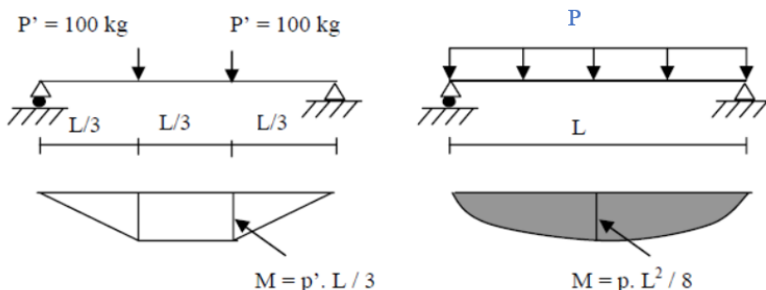
Poids propre de la panne + échantignole (estimé) : 0.12 kN/m

Poids propre de couverture + accessoires de pose : $0.17 * 1.5 * \cos(5.8^\circ) = 0.254 \text{ kN/m}$

$$G = 0.254 + 0.12 = 0.37 \text{ kN/m}$$

Surcharges d'entretien

Dans le cas de toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg (1kN) chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

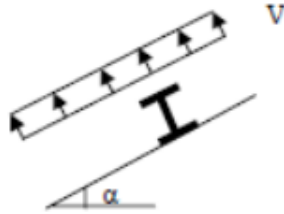


La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dû à P et aux charges ponctuelles P' ($P'=1 \text{ kN}$).

$$\frac{P' * L}{3} = \frac{P * L^2}{8}$$

$$P = \frac{8 * P'}{3 * L} = 0.52 \text{ kN/ml}$$

Surcharges climatique du vent



	Charges descendantes	Charges ascendantes
Pression normale : V_n	+0.15 kN/m	-0.93 kN/m
Pression extrême : $V_e = 1.75 * V_n$	+0.26 kN/m	-1.63 kN/m

Les charges appliquées :

Charge prise en compte				
Charge permanentes		Charges variables		
Bac alu-zinc + accessoires de pose	0.17 (kN/m²)	Entretien P	0.52 (kN/m)	
Poids propre des pannes	0.12 (kN/m)	Vent	V_n	+0.097 (kN/m²)
			V_n	-0.62 (kN/m²)

Evaluation des charges :

Charges		
Charge permanente	Charge variable ascendante	Charge variable soulevant
$G = 0.37 \text{ kN/m}$	$P = 0.52 \text{ kN/m}$	$V_n = -0.93 \text{ kN/m}$

Combinaison d'actions :

	Descendantes	Ascendantes
ELU	$1.35 * G + 1.5 * P$	$1.35 * G + 1.75 * V_n$
	1.28 kN/m	-1.13
ELS	$1.0 * G + 1.0 * P$	$1.0 * G + 1.0 * V_n$
	0.89 kN/m	-0.56

Les pannes sont sollicitées en flexion déviées. Pour une pente de 10%, on a un angle de 5.78°.

$$P_y = P * \sin 5.78 \quad ; \quad P_z = P * \cos 5.48$$

	Descendantes	Ascendantes
ELU	$P_y = 0.13 \text{ kN/m}$	$P_y = -0.09 \text{ kN/m}$
	$P_z = 1.27 \text{ kN/m}$	$P_z = -0.89 \text{ kN/m}$
ELS	$P_y = 0.09 \text{ kN/m}$	$P_y = 0.056 \text{ kN/m}$
	$P_z = 0.88 \text{ kN/m}$	$P_z = -0.55 \text{ kN/m}$

Dimensionnement de la panne à l'ELU

La combinaison la plus défavorable est la combinaison : $1.35 * G + 1.5 * P$

Lors du dimensionnement des pannes, deux conditions capitales sont à vérifiées simultanément :

- La condition de résistance

Cette condition moins importante que la seconde permet de calculer le moment de flexion M_y dû aux charges parallèle à l'âme du profilé (f et w), et le moment de flexion M_z dû aux charges perpendiculaire à l'âme du profilé (t).

- La condition de flèche

La flèche lors du dimensionnement des pannes est inférieure à 1/200 de leur portée, sous l'application des charges maximales, mais non pondérées. Cette condition de flèche est une exigence, qui est très souvent déterminante dans le dimensionnement des pannes car plus défavorable que la condition de résistance.

Compte tenu de l'espacement des portiques qui est de 5.10 m, nous avons choisi des pannes qui couvrent une seule travée. Des liernes seront mises en place pour casser la flèche. Ceci nous amène à considérer le système hyperstatique à 3 travées suivant l'axe y-y et un système isostatique suivant l'axe z-z.

Le dimensionnement de la panne doit satisfaire le critère de résistance, le calcul se fera en flexion simple et suivant l'axe z-z car il s'agit de plus solliciter.

Suivant z-z

$$M_{y,Ed} = \frac{P_z * L^2}{8} = \frac{1.27 * 5.10^2}{8}$$

$$M_{y,Ed} = 4.13 \text{ kN.m}$$

Condition à vérifier

$$M_{pl,y,rd} > M_{y,Ed}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow W_{pl,y} > \frac{M_{y,Ed} * \gamma_{mo}}{f_y} \Rightarrow W_{pl,y} > \frac{4.13 * 1}{235 * 10^3}$$

$$W_{pl,y} > 17.57 \text{ cm}^3$$

On choisit alors IPE 100 (qui a un $W_{pl,y} = 39.41 \text{ cm}^3$).

Caractéristiques de l'IPE 100				
H (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
100	55	4.1	5.7	10.3
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	M (kg/m)
171	15.92	39.41	9.15	8.10

Remarque : Le poids propre estimé de la panne (12 kg/m) est supérieur au poids propre réel trouvé (8.10 kg/m) ; il n'y a donc pas lieu de refaire la vérification de la panne à la résistance en tenant compte de son poids propre.

Vérification de la panne choisie

La vérification se fait à l'ELS.

Condition de résistance

S'agissant de la flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Avec : $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \text{ pour } N > 1 ; N \text{ étant un effort normal (ici } N = 0) \\ \beta = 1 \text{ pour } N = 0 \end{cases}$

$$M_{y,Ed} = \frac{P_z * L^2}{8} = \frac{0.88 * 5.10^2}{8} = 4.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39.41 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1.0} = 9.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = \frac{P_y * L^2}{8} = \frac{0.09 * 2.55^2}{8} = 0.073 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.15 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1.0} = 2.15 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z}}\right)^{\beta} = \left(\frac{4.13}{9.26}\right)^2 + \left(\frac{0.073}{2.15}\right)^1 = 0.23 < 1$$

Condition vérifiée !

Condition de flèche

$$\text{Suivant l'axe yy : } f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5}{384} * \frac{P_z * L^4}{E * I_y} < \frac{L}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{P_z * L^4}{E * I_y} = \frac{5}{384} * \frac{0.88 * 5.10^4}{210 * 10^6 * 171 * 10^{-8}} = 0.0216 \text{ m}$$

$$\frac{L}{200} = \frac{5.10}{200} = 0.0255$$

$$f = 2.16 \text{ cm} < 2.55 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant l'axe zz : } f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5}{384} * \frac{P_y * L^4}{E * I_z} < \frac{L}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{P_y * L^4}{E * I_z} = \frac{2.05}{384} * \frac{0.09 * 2.55^4}{210 * 10^6 * 9.15 * 10^{-8}} = 0.0011$$

$$\frac{L}{200} = \frac{2.55}{200} = 0.0127$$

$$f = 0.11 \text{ cm} < 1.27 \text{ cm}$$

On en déduit que la condition de flèche est vérifiée suivant les deux plans de sollicitations.

Vérification au déversement

La présence des liernes empêche aux profilés de déverser suivant y-y alors la vérification se fera uniquement suivant z-z.

Calcul du moment critique : M_{cr}

Le moment critique ou moment crucial est une déformation qui est fonction de la courbe de déversement appropriée aux courbes a ou b, et de ces facteurs d'imperfection α_{Lt} , de la longueur de déversement. Les coefficients k_z et k_w sont respectivement lié aux conditions de maintien des sections d'extrémité au gauchissement. Généralement, ces coefficients sont pris égales à 1 sauf si une valeur inférieure peut être justifiée par une disposition particulière pour un maintien de gauchissement. Pour notre cas, les barres sont soumis à des moments M_y variable ce qui fait que le moment variant linéairement avec un rapport ψ , $C_1 = 1.13$ et le produit $C_2 * Z_g = 0$ car la charge transversale n'existe pas.

Données		Formule	Données	
C_1	1.13	$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 E I_z}{(K_z * L_D)^2} * \left[\sqrt{\left(\frac{K_z}{K_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L_D)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 * Z_g) \right] - (C_2 * Z_g)$	L_D (m)	2.55
C_2	0		I_z (cm ⁴)	15.92
K_w	1		I_t (cm ⁴)	1.2
K_z	1		I_w (cm ⁶)	0.35
Z_g	0			
G (MPa)	80769			
E (MPa)	210000	Résultats		
		M_{cr} (kN.m)		11.62

C_1 et C_2 : sont les coefficients dus aux moments d'extrémité ou aux simples charges

K_z : Coefficient de flambement-flexion suivant l'axe z

Calcul de l'élancement réduit : $\bar{\lambda}_{Lt}$

Données		Formule
$W_{pl,z}$ (cm ³)	9.15	$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}}$
f_y (MPa)	235	
M_{cr} (kN.m)	11.62	
Résultat		0.43

Calcul de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{100}{55} = 1.82 \text{ mm} \Rightarrow \text{courbe a}$$

Courbe a $\Rightarrow$ facteur d'imperfection $\alpha_{Lt} = 0.21$

Calcul de ϕ_{lt}

Données		Formule
$\bar{\lambda}_{Lt}$	0.43	$\phi_{lt} = 0.5 * [1 + \alpha_{Lt} * (\bar{\lambda}_{Lt} - \bar{\lambda}_{Lt0}) + \beta * \bar{\lambda}_{Lt}^2]$
α_{Lt}	0.21	
$\bar{\lambda}_{Lt0}$	0.4	
β	1	
Résultat		0.60

Calcul du facteur de réduction : χ_{Lt}

Données		Formule
ϕ_{lt}	0.60	$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \beta * \bar{\lambda}_{Lt}^2}}$
β	1	
$\bar{\lambda}_{Lt}$	0.43	
Résultat		0.98

$$\chi_{Lt} = 0.98 \leq 1 \dots \dots \dots OK!$$

Calcul du moment résistant au déversement

Données		Formule
$W_{pl,z}$	9.15	$M_{b,rd} = \chi_{Lt} * \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$
f_y	235	
γ_{M1}	1.1	
χ_{Lt}	0.98	
Résultat : $M_{b,rd} \text{ (kN.m)}$		1.92

La charge de soulèvement : $P_z = 0.55 \text{ kN/m}$

$$M_{ED} = \frac{Q_y * L^2}{8} = \frac{0.55 * 2.55^2}{8} = 0.45 \text{ kN.m} ; M_{ED} = 0.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{ED} = 0.45 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 1.92 \text{ kN.m} \dots \dots \dots Ok!$$

Aucun risque de déversement ; on maintient donc un IPE 100 pour les pannes.

DIMENSIONNEMENT DES LIERNES

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants (α) atteint 8% à 10%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses. La solution consiste

$$R = 1.25 * Q_x * l_y = 1.25 * 0.13 * 2.55 ; R = 0.14 \text{ kN}$$

Effort de traction dans les tronçons de liernes

Tronçons Li	Application Ti	Résultats Ti (kN)
L1	$T'_1 = T_1 = \frac{R}{2 * 2} = \frac{0.14}{2 * 2}$	$T'_1 = T_1 = 0.035$
L2	$T_2 = R + 2 * T_1 = 0.14 + 2 * 0.035$	$T_2 = 0.21$
L3	$T_3 = R + T_2 = 0.14 + 0.21$	$T_3 = 0.35$
L4	$T_4 = R + T_3 = 0.14 + 0.35$	$T_4 = 0.49$
L5	$T_5 = R + T_4 = 0.14 + 0.49$	$T_5 = 0.63$
L6	$T_6 = R + T_5 = 0.14 + 0.63$	$T_6 = 0.77$
L7	$T_7 = R + T_6 = 0.14 + 0.77$	$T_7 = 0.91$
L8	$T_8 = R + T_7 = 0.14 + 0.91$	$T_8 = 1.05$
L9	$T_9 = R + T_8 = 0.14 + 1.05$	$T_9 = 1.19$
L10	$T_{10} = R + T_9 = 0.14 + 1.19$	$T_{10} = 1.33$
L11	$T_{11} = R + T_{10} = 0.14 + 1.33$	$T_{11} = 1.47$
L12	$T_{12} = R + T_{11} = 0.14 + 1.47$	$T_{12} = 1.61$
L13	$T'_{13} = T_{13} = \frac{T_{12}}{2 * \cos(\theta)} = \frac{1.61}{2 * \cos(30.47)}$	$T'_{13} = T_{13} = 0.93$

Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L12 ;

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &\leq N_{c,Rd} \\
 N_{c,Rd} &= \frac{A * f_y}{\gamma_{mo}} \\
 A &\geq \frac{N_{Ed} * \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{1.61 * 1}{235 * 10^3} \\
 A &\geq 6.85 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Ce qui correspond à une barre ronde de diamètre $\varnothing = 2.95 \text{ mm}$

On choisit alors une barre ronde de diamètre $\varnothing = 8 \text{ mm}$

CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, chocs etc.). Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'au fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans.

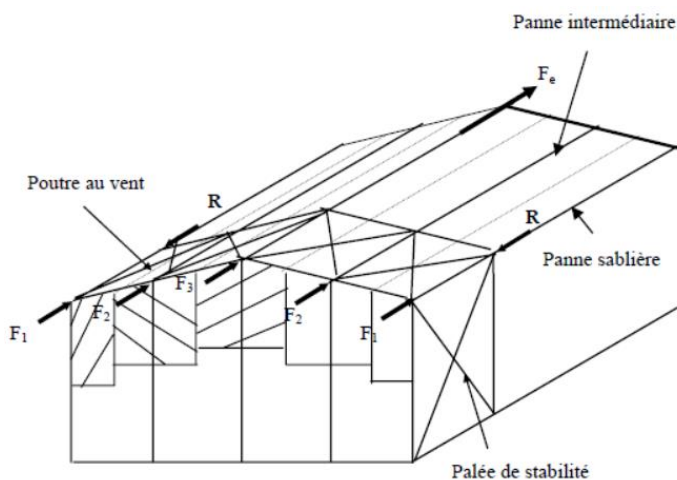
Les poutres au vent sont disposées généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessus. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont

généralement des cornières doubles qui sont fixées sur les traverses. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

Effort du vent sur les pignons

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).



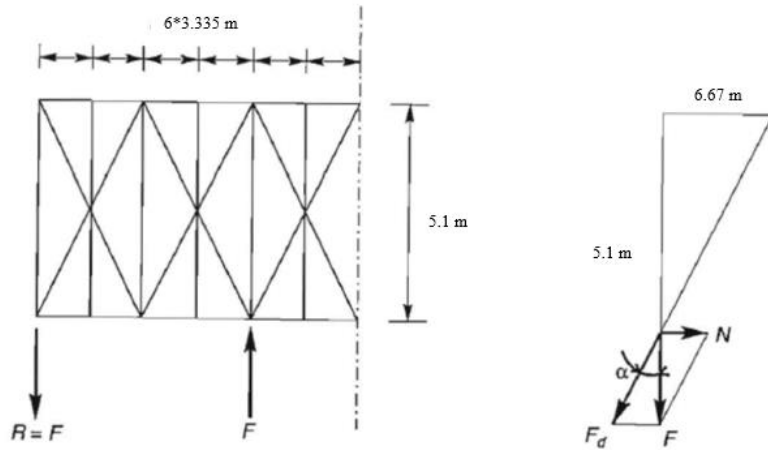
Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

Pignon	Entraxe	Hauteur max	Pression du vent	Hauteur potelet 1	Hauteur potelet 2	Hauteur potelet 3	Hauteur potelet 4
39.52 m	6.67 m	H = 12.2 m	0.74 kN/m ²	H ₁ = 10.2 m	H ₂ = 10.87 m	H ₃ = 11.53 m	H ₄ = 12.2 m

Evaluation des efforts horizontaux



Effort en tête de potelet : F

$$F = V_e * S$$

S : la surface sur laquelle s'exerce le vent

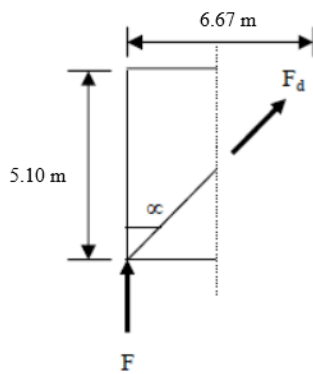
V_e : La force du vent

$$V_e = 1.75 * V_n = 1.75 * 0.74 = 1.30 \text{ kN/m}^2$$

$$F = V_e * S = 1.30 * (6.7 * 12.2) = 106.26 \text{ kN}$$

$$F = 106.26 \text{ kN}$$

Effort de traction dans la diagonale



$$F_d = \frac{F}{\cos \alpha} \Rightarrow \text{avec } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{6.67}{5.10} \right) = 52.6^\circ$$

$$F_d = \frac{F}{\cos \alpha} = \frac{106.26}{\cos 52.6^\circ} = 174.95 \text{ kN}$$

Section de la diagonale

$$A = \frac{F_d}{f_y} = \frac{174.95}{235 * 10^3} = 0.000744$$

$$A = 7.44 \text{ cm}^2$$

Soit : une cornière L70 * 70 * 6 avec $A = 8.13 \text{ cm}^2$

Caractéristiques de la cornière à ailles égales 70x70x6

h = b (mm)	t (mm)	$W_{pl,y}$	A (cm ²)	M (kg/m)
70	6	7.27	8.13	6.38

Section des montants

Les montants des poutres au vent sont généralement les pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales et en outre à la compression sous F, on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Cependant dans le cas de notre projet, la disposition des pannes à équidistance de 1.5 m fait que ces dernières ne sont pas forcément disposées comme montants des poutres au vent. Ainsi nous dimensionnerons une section une barre soumise à la compression sous F.

$$A = \frac{F}{f_y} = \frac{106.26}{235 * 10^3} = 0.000452$$

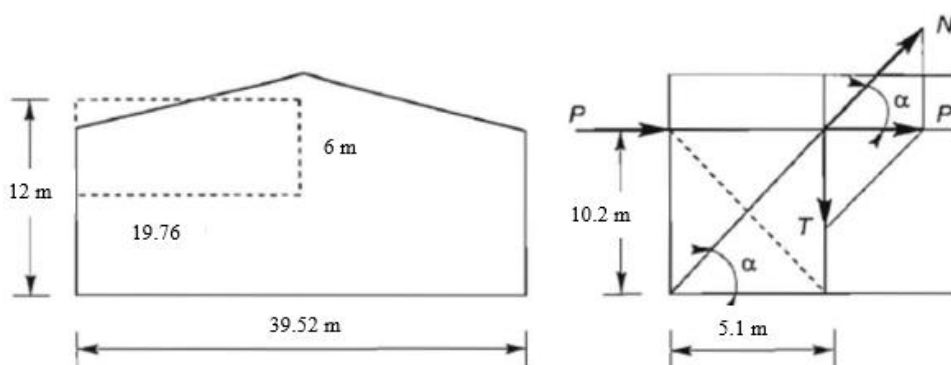
$$A = 4.52 \text{ cm}^2$$

Du fait de leur bonne capacité de résistance à la compression, nous choisissons un tube creux de diamètre extérieur 70 mm et d'épaisseur 2.9 mm avec une section transversale de 6.11 cm².

Caractéristiques du tube 70x2.9			
Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	A (cm ²)	M (kg/m)
70	6	6.11	4.80

Conclusion : Pour les poutres au vent on retient ainsi : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Diagonale : cornière L50 * 50 * 7} \\ \text{Montants : Tube rond creux } \varnothing 70 * 2.9 \end{array} \right.$

Calcul des palées de stabilité en longpan



Effort en tête de potelet : P

$$F = V_e * S$$

S : la surface sur laquelle s'exerce le vent

V_e : La force du vent

$$V_e = 1.75 * V_n = 1.75 * 0.74 = 1.30 \text{ kN/m}^2$$

$$P = V_e * S = 1.30 * (19.76 * 6) = 154.13 \text{ kN}$$

$$P = 154.13 \text{ kN}$$

Cet effort P se décompose selon : une force N de traction reprise par la diagonale ; une force T de compression transmise au sol par le poteau.

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} \Rightarrow \text{avec } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{10.2}{5.10} \right) = 63.43^\circ$$

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{154.13}{\cos 63.43^\circ} = 344.59 \text{ kN}$$

Section de la diagonale

$$A = \frac{N}{f_y} = \frac{344.59}{235 * 10^3} = 0.00147$$

$$A = 14.7 \text{ cm}^2$$

Soit : une cornière L75 * 75 * 10 avec $A = 14.11 \text{ cm}^2$

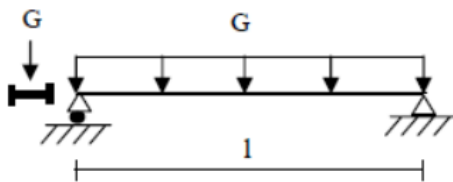
Caractéristiques de la cornière à ailles égales 70x70x6				
h = b (mm)	t (mm)	$W_{pl,y}$	A (cm ²)	M (kg/m)
75	10	7.27	13.46	11.07

CALCUL DES LISSES DE BARDAGE

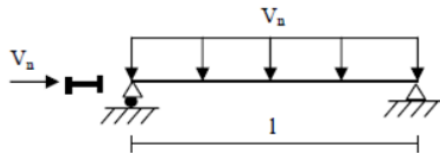
Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage. Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement en outre sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

Evaluation des charges :

Charges permanentes G (perpendiculaire à l'âme) : Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

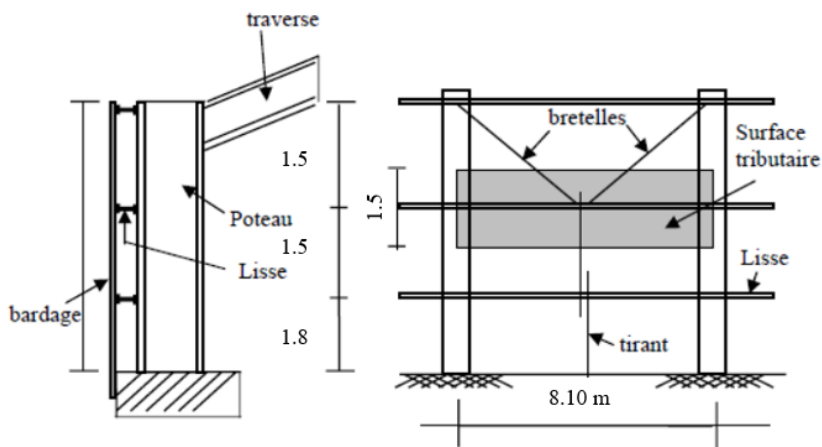


Surcharge climatique V (dans le plan de l'âme) : Surcharge du vent



Charges permanentes		Surcharges climatiques	
Poids propre de la lisse	A déterminer	Vent normal Vn	0.79 kN/m
Poids propre du bardage	0.12 kN/m ²	Vent extrême Ve	1.38 kN/m

Lisse de bardage pour pignon (petite face)



Données de base de la lisse

Longueur pion	Espacement entre lisse	Longueur de lisse	Longueur du panneau	Largeur de panneau
39.52 m	1.5 m	8.10 m 6.67 m	8.10 m	1.5 m

Dimensionnement de la lisse

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions de résistances et de flèche.

Calcul en flexion horizontale

Condition de résistance

La pression engendrée par le vent est $V_e = 1.38 \text{ kN/m}$

Les portées au niveau du pignon sont de 8.10 m et 6.67 m.

Ainsi pour des lisses isostatiques de 8.10 m on a :

$$M_y = \frac{V_e * L^2}{8} = \frac{1.38 * 8.10^2}{8} = 11.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} \geq M_y \Rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_y}{f_y} = \frac{11.32}{235 * 10^3}$$

$$W_{pl} \geq 48.17 \text{ cm}^3$$

Soit un UAP 100

Caractéristiques de UAP 100						
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	M (kg/m)
100	50	5.5	8.5	209.5	13.38	10.5

Conditions de flèche

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée. Soit $V_n = 0.79 \text{ kN/m}$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0.79 * 8.10^4}{210 * 10^6 * 209.5 * 10^{-8}} = 0.1006 \text{ m} = 10.06 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{8.10}{200} = 0.0405 \text{ m} = 4.05 \text{ cm}$$

$f = 10.06 \text{ cm} > f_{adm} = 4.05 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition non vérifiée

Nous changeons de profilé en augmentant la section ; soit un UAP 150

Caractéristiques de UAP 150						
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	M (kg/m)
150	65	7	10.25	796.1	22.84	17.9

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0.79 * 8.10^4}{210 * 10^6 * 796.1 * 10^{-8}} = 0.0265 \text{ m} = 2.65 \text{ cm}$$

$f = 2.65 \text{ cm} < f_{adm} = 4.05 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Calcul en flexion verticale

$$G = 0.12 * 1.5 + 0.18 = 0.36 \text{ kN}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{G * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0.36 * 8.10^4}{210 * 10^6 * 796.1 * 10^{-8}} = 0.0121 \text{ m}$$

$f = 1.21 \text{ cm} < f_{adm} = 4.05 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Etant donné que la condition de flèche est vérifiée suivant l'axe horizontale et l'axe verticale, nous n'avons pas besoin de suspentes.

Vérification des contraintes

Les contraintes maximales de flexion ont lieu à mi- portée des lisses, sous l'effet conjugué des moment M_z et M_y . Il faut donc vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} \leq f_y$$

$$M_y = 11.32 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{G * L^2}{8} = \frac{0.36 * 8.10^2}{8} = 2.95 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{11.32}{106.1 * 10^{-6}} + \frac{2.95}{20.97 * 10^{-6}} = 247.37 \text{ MPa}$$

$\sigma = 247.37 \text{ MPa} > f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Passons ainsi au profilé UAP 175

Caractéristiques de UAP 175						
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	M (kg/m)
175	70	7.5	10.75	1270	27.06	21.2

Etant donné que les conditions de résistance ainsi que de flèche étaient vérifiées avec le profilé UAP 150, il sera de même avec le profilé UAP 175. De ce fait nous vérifierons uniquement les contraintes.

$$M_y = 11.32 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{G * L^2}{8} = \frac{0.39 * 8.10^2}{8} = 3.2 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{11.32}{145.1 * 10^{-6}} + \frac{3.2}{25.92 * 10^{-6}} = 201.47 \text{ MPa}$$

$\sigma = 201.47 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Suivant le même principe, pour la portée de 6.67 m, on trouve un profilé UAP 150

Conclusion :

Le profilé UAP 175 pourra être utiliser comme lisse de bardage pour la portée 8.10 m.

Le profilé UAP 150 pourra être utiliser comme lisse de bardage pour la portée 6.67 m.

Lisse de bardage pour longpan (petite face)

Calcul en flexion horizontale

Condition de résistance

La pression engendrée par le vent est $V_e = 1.38 \text{ kN/m}$

Les portées au niveau du pignon sont de 5.10 m.

Ainsi pour des lisses isostatiques de 5.10 m on a :

$$M_y = \frac{V_e * L^2}{8} = \frac{1.38 * 5.10^2}{8} = 4.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} \geq M_y \Rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_y}{f_y} = \frac{4.49}{235 * 10^3}$$

$$W_{pl} \geq 19.12 \text{ cm}^3$$

Soit un UAP 100

Caractéristiques de UAP 100						
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	M (kg/m)
100	50	5.5	8.5	209.5	13.38	10.5

Conditions de flèche

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée. Soit $V_n = 0.79$ kN/m

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0.79 * 5.10^4}{210 * 10^6 * 209.5 * 10^{-8}} = 0.0158 \text{ m} = 1.58 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{5.10}{200} = 0.0255 \text{ m} = 2.55 \text{ cm}$$

$f = 1.58 \text{ cm} < f_{adm} = 2.55 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Calcul en flexion verticale

$$G = 0.12 * 1.5 + 0.105 = 0.285 \text{ kN}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{G * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0.285 * 5.10^4}{210 * 10^6 * 209.5 * 10^{-8}} = 0.0057 \text{ m}$$

$f = 0.57 \text{ cm} < f_{adm} = 2.55 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Etant donné que la condition de flèche est vérifiée suivant l'axe horizontale et l'axe verticale, nous n'avons pas besoin de suspentes.

Vérification des contraintes

Les contraintes maximales de flexion ont lieu à mi-portée des lisses, sous l'effet conjugué des moment M_z et M_y . Il faut donc vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} \leq f_y$$

$$M_y = 4.49 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{G * L^2}{8} = \frac{0.285 * 5.10^2}{8} = 0.93 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{4.49}{41.9 * 10^{-6}} + \frac{0.93}{9.95 * 10^{-6}} = 200.63 \text{ MPa}$$

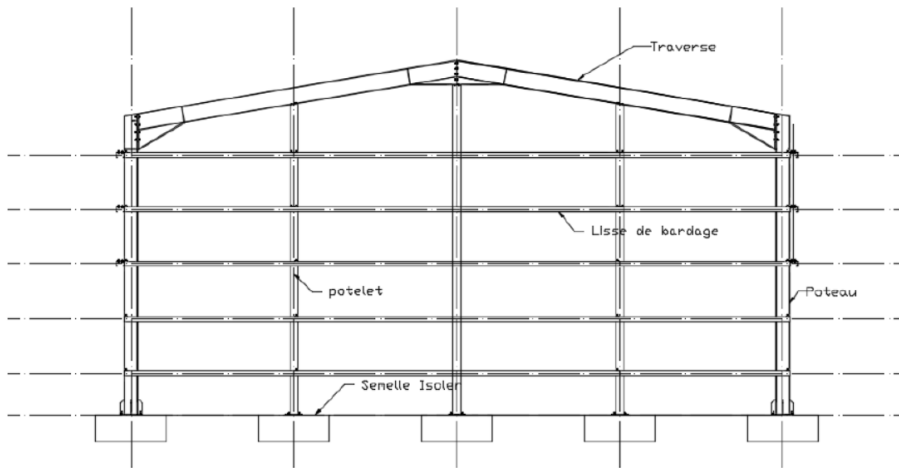
$\sigma = 200.63 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Le profilé UAP 100 pourra être utilisé comme lisse pour le longpan de portée 5.10 m.

CALCUL DES POTELETS DE PIGNONS

Les potelets supportent les lisses. Dans le cas de notre projet, les potelets sont des continuités des poteaux intermédiaires (poteaux supportant la dalle mixte), de ce fait l'entraxe entre les potelets sera celui des poteaux intermédiaires soit 6.67 m. Le plus grand potelet a une hauteur de 6.2 m.



La pression du vent sur le potelet est de : $V_n = 0.87 * 6.67 = 5.81 \text{ kN/m}$

La flèche f doit être inférieure à la flèche admissible f_{adm}

$$f < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6.2}{200} = 0.031 \text{ m} = 3.21 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * I} < 0.0321 \Rightarrow I_y > \frac{5}{384} * \frac{V_n * L^4}{E * f_{adm}} = \frac{5}{384} * \frac{5.81 * 6.2^4}{210 * 10^6 * 0.0321}$$

$$I_y = 1658.28 \text{ cm}^4$$

On choisit alors une HEA 160 qui a un $I_y = 1673 \text{ cm}^4$

Caractéristiques du HEA 160				
H (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)
152	160	6	38.8	1673
$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	I_t (cm ⁴)	I_w (cm ⁶)	M (kg/m)
245.1	615.6	12.19	31.41	30.5

Vérification

Les potelets sont sollicités en flexion (due au vent) et à la compression (due au poids des potelets, des bacs de bardage et les lisses).

Vérification de la section au moment fléchissant

Le moment fléchissant : $V_n = 5.81 \text{ kN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{V_n * L^2}{8} = \frac{5.81 * 6.2^2}{8} = 27.92 \text{ kN.m}$$

Le moment plastique résistant

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{245.1 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1} = 57.60 \text{ kN.m}$$

Condition à vérifier

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl}} \leq 1 \Rightarrow \frac{27.92}{57.60} = 0.48 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la section à la compression

Poids propre du potelet : $0.305 * 6.2 = 1.89 \text{ kN}$

Poids propre des lisses : $8 * \left(\frac{8.10+6.67}{2} \right) * 0.212 = 12.52 \text{ kN}$

Poids propre du bardage : $0.12 * \left(\frac{8.10+6.67}{2} \right) * 6.2 = 5.49 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = 1.89 + 12.52 + 5.49 = 19.9 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{38.8 * 10^{-4} * 235 * 10^3}{1} = 911.8 \text{ kN}$$

Condition à vérifiée

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{19.9}{911.8} = 0.022 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER MIXTE

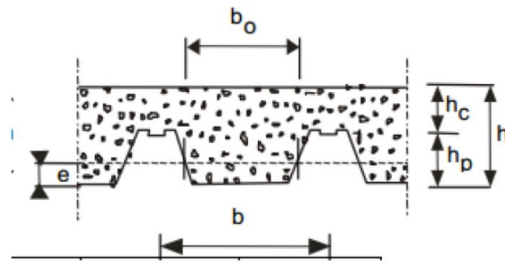
Un plancher mixte peut se définir comme un plancher constitué de deux matériaux distincts. Dans le cas de notre étude, il s'agit d'une tôle ou bac collaborant sur lequel se pose le béton interagissant avec des connecteurs préalablement défini.

Dans cette partie du projet, nous allons concevoir les différents éléments de la dalle à savoir le type de bac collaborant et l'épaisseur de la dalle afin de pouvoir déterminer par la suite la poutraison (ensemble des éléments qui supportent la dalle) : les solives, et les sommiers. Cependant le dimensionnement proprement dit de la dalle mixte (ou vérification de la dalle mixte) sera effectué dans les prochains chapitres.

CONCEPTION DE LA DALLE MIXTEConception du bac collaborant

La conception du bac collaborant se fait par choix. A priori c'est un choix arbitraire qui se fera confirmé par les calculs. On prend généralement le minimum de 1 mm pour un plancher collaborant. Pour notre étude nous avons choisi un bac collaborant de type HAIRCOL60S de 1.25 mm d'épaisseur.

	t (mm)	h _p (mm)	A _{eff} (mm ² /m)	I _{eff} (cm ⁴ /m)	e (mm)	b ₀ (mm)
HAIRCOL 60S	1.25	60	1748	106.34	29	151
	b (mm)	m (N/mm ²)	k (N/mm ²)	t _{urd} (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	
	300	130.8	0.0459	0	320	



Choix de l'épaisseur de la dalle

Après avoir choisi le type de bac collaborant, on choisit l'épaisseur de la dalle. D'après le « Manuel de calcul de Construction Mixte Acier-Béton selon EN1994-1.1 de déc.2004 », on a :

- $h \geq 80 \text{ mm}$ Si la dalle travaille aussi en poutre mixte
- $h_c \geq 40 \text{ mm}$ Si la dalle travaille aussi en poutre mixte

Pour notre étude nous avons choisi $h_c = 60 \text{ mm}$ soit une hauteur totale de dalle mixte qui est : $h = 120 \text{ mm}$ (un revêtement de 50 mm sera pris en compte).

Après la conception nous devons vérifier la capacité de la tôle à supporter les charges de chantier et le poids propre du béton frais.

CONCEPTION DE LA POUTRAISON

Le plancher, constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que des revêtements (inférieur et supérieur) a pour fonction principale de supporter les forces verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (poteaux). La poutraison est un réseau de poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau est constitué de poutres secondaires ou solives en général parallèles entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux poutres primaires ou sommiers perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux.

Dans cette partie du travail, il s'agira de pré-dimensionner les solives et les sommiers en fonction des charges qu'ils reprennent.

Selon les plans architecturaux, notre plancher est composé de poutres principales de portée égales à 6.70 m, 8.10 m et 5.30 m entre poteaux dans le plan du portique ; l'espacement entre les portiques est de 5.10 m. La stabilité du plancher se faisant par l'association poutre-solive, on considère un espacement maximal entre solives de 2.5 m pour reprendre les charges.

Suivant les dimensions données ci-dessus, nous avons trois (03) types de trames dont les caractéristiques sont définies dans le tableau ci-dessous :

Trames	Longueur	Largeur	Nombre de solives dans la trame	Espacement max entre solives
	Poutres principales		Poutres secondaires	
Trame 1 (8.10*5.10 m)	8.10 m	5.10 m	3	2.05 m
Trame 2 (6.70*5.10 m)	6.70 m	5.10 m	2	2.25 m
Trame 3 (5.30*5.10 m)	5.30 m	5.10 m	2	1.80 m

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA TOLE

Vérification de la tôle en phase de chantier à l'ELU

Le cas de charge relatif à la situation de chantier est l'un des plus critiques. La tôle, qui est un élément mince, doit résister seule aux charges de chantier et au poids du béton frais.

Les charges sollicitant la tôle en phase de construction

- Le poids propre de la tôle : $G_p = 0.134 \text{ kN/m}$
- Le poids propre du béton frais : $G_c = 25 * 0.12 * 1 = 3 \text{ kN/m}$
- La charge de construction : $q_m = 1.5 \text{ kN/m}$
- Charge d'entreposage $q = 1.5 \text{ kN/m}$

Le moment sollicitant en phase de construction vaut :

$$M_{Ed} = \frac{(1.35 * G + 1.5 * Q) * L^2}{8}$$

Avec : G ; les charges permanentes et q la charges d'exploitation (construction et entreposage).

Etant donnée l'espacement maximal entre solive de 2.25 m, nous avons $L = 2.25 \text{ m}$.

$$M_{Ed} = \frac{(1.35 * +1.5 * q) * L^2}{8} = \frac{(1.35 * (0.134 + 3) + 1.5 * (1.5 + 1.5)) * 2.25^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 5.53 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant de calcul de la tôle vaut :

$$M_{Rd} = f_{yd} * \frac{W_{eff}}{\gamma_{ap}}$$

Avec : W_{eff} le module de flexion efficace

$$M_{Rd} = f_{yd} * \frac{W_{eff}}{\gamma_{ap}} = 320 * 10^3 * \frac{36.67 * 10^{-6}}{1.05} = 11.17 \text{ kN.m}$$

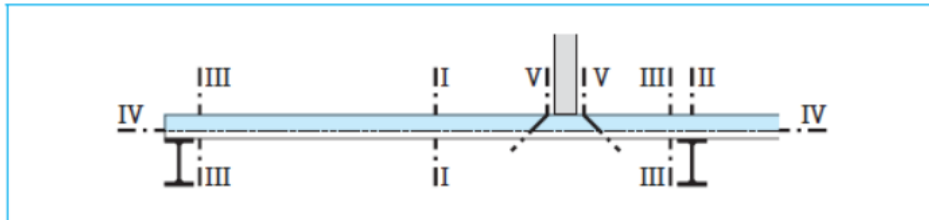
$$M_{Rd} = 11.17 \text{ kN.m}$$

$M_{Ed} = 5.53 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 11.17 \text{ kN.m}$; on en déduit que notre conception de la tôle et de la dalle est satisfaisante.

Annexe 3 : Dimensionnement du plancher mixte

CALCUL DE LA RESISTANCE DE LA SECTION (TÔLE-BETON)

Les sections critiques qu'il est nécessaire de vérifier lors du dimensionnement des dalles mixtes sont les suivantes (voir figure ci-dessous) :



- Section I : la rupture est susceptible d'être conditionnée par l'atteinte du moment résistant plastique positif ;
- Section II : la rupture est susceptible d'être conditionnée par l'atteinte du moment résistant plastique négatif ;
- Section III : la rupture est susceptible d'être conditionnée par l'atteinte de la résistance à l'effort tranchant ;
- Section IV : la rupture est susceptible d'être conditionnée par l'atteinte de la résistance de la connexion (cisaillement longitudinal)
- Section V : la rupture est susceptible d'être conditionnée par l'atteinte de la résistance au poinçonnement

Moment résistant positif

La valeur de calcul du moment résistant plastique positif d'une section de dalle mixte $M_{pl,Rd}$ peut être déterminée en admettant une répartition plastique des contraintes. Pour ce faire on calcule d'abord la position de l'axe neutre plastique X_{pl+} et on le compare à la hauteur utile du béton h_c pour savoir s'il est hors des nervures.

$$X_{pl+} = \frac{f_y * A_{pe} * \gamma_c}{\gamma_{ap} * 0.85 * f_{ck} * b}$$

f_y : limite d'élasticité de l'acier de la tôle nervurée

A_{pe} : Aire de la section efficace de la tôle nervurée

γ_{ap} : facteur de résistance γ_{M1} pour l'acier de la tôle nervurée

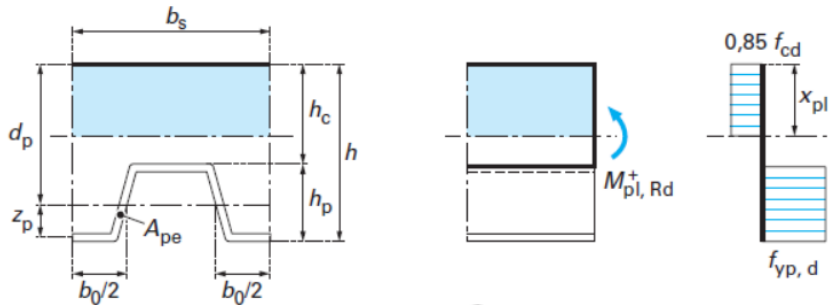
γ_c : facteur de résistance γ_{M1} pour le béton

b : largeur unitaire (1000 mm)

f_{ck} : valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre à 28 jours

$$X_{pl^+} = \frac{320 * 1748 * 1.5}{1.05 * 0.85 * 25 * 1000} = 37.6 \text{ mm}$$

$X_{pl^+} > h_c$; donc l'axe neutre est au-dessus des nervures.



La formule du moment résistant positif dans ce cas est :

$$M_{pl, Rd^+} = \frac{f_y}{\gamma_{ap}} * A_{pe} * \left(d_p - \frac{X_{pl^+}}{2} \right)$$

d_p : hauteur utile en flexion positive $d_p = h - e = 120 - 29 = 91 \text{ mm}$

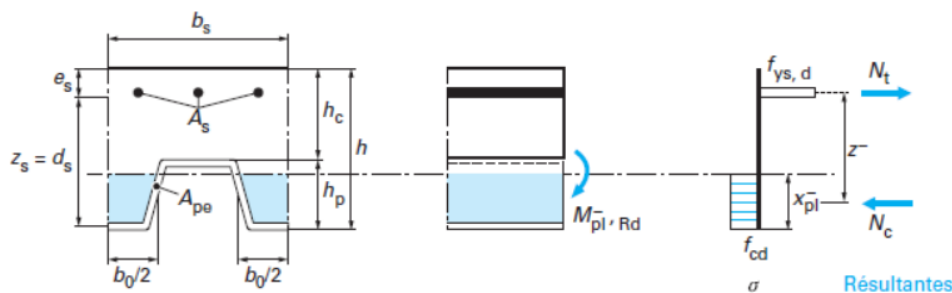
e : distance de l'axe de gravité du profil à la fibre moyenne de l'aile inférieure

$$M_{pl, Rd^+} = \frac{320 * 1748}{1.05} * \left(120 - 29 - \frac{37.6}{2} \right)$$

$$M_{pl, Rd^+} = 38.46 \text{ kN.m/m}$$

Moment résistant négatif

La section sur appui des dalles mixtes continues peut être assimilée à une section de béton armé. La contribution de la tôle nervurée n'est pas prise en compte, étant donné que l'on n'a pas la certitude que la tôle sera toujours continue sur appuis. La section de calcul ainsi que la répartition plastique des contraintes aux états limites ultimes sont données à la figure suivante.



La valeur de calcul du moment résistant plastique négatif

$$M_{pl, Rd^-} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} * A_s * Z^-$$

A_s : aire de la section d'armature

f_{sk} : limite d'élasticité de l'acier d'armature

Z^- : bras de levier des efforts intérieurs N_c et N_t

γ_s : facteur de résistance γ_{M1} pour l'acier d'armature

La condition d'équilibre entre les efforts intérieurs permet de déterminer Z^-

$$N_c = \frac{0.85 * f_{ck}}{\gamma_c} * b_c * X_{pl}^- = N_t = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} * A_s$$

$$X_{pl}^- = \frac{A_s * f_{sk}}{\gamma_s} * \frac{\gamma_c}{0.85 * f_{ck} * b_c}$$

$$Z^- = d_s - \frac{X_{pl}^-}{2}$$

d_s : hauteur utile en flexion négative $d_s = h - e_s = 120 - 50 = 70 \text{ mm}$

e_s : distance de l'axe de gravité de la barre d'armature longitudinale à la fibre supérieure du béton

b_c : largeur du béton en compression, admise comme étant la largeur moyenne des nervures sur 1 m de largeur de dalle, par simplification : $b_c = \sum b_0$. Pour une largeur de 1 m, on a 3 nervures donc $b_c = 3 * 151 = 453 \text{ mm}$

Pour des raisons de sécurité nous avons choisi un treillis soudé de diamètre 8 mm soit une section $A_s = 503 \text{ mm}^2/\text{m}$ (avec un maillage de 10*10 cm)

$$X_{pl}^- = \frac{503 * 400}{1.15} * \frac{1.5}{0.85 * 25 * 453} = 27.26 \text{ mm}$$

$$Z^- = (120 - 50) - \frac{27.26}{2} = 86.37 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd}^- = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} * A_s * Z^- = \frac{400}{1.15} * 503 * 86.37$$

$$M_{pl,Rd}^- = 15.11 \text{ kN.m/m}$$

Le cisaillement vertical

On admet en général que la résistance à l'effort tranchant est donnée par la seule section de béton des nervures, la participation de la tôle étant négligée à cause de la grande différence de rigidité. La valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant pour une largeur égale à l'entraxe des nervures de la tôle vaut donc :

$$V_{v,Rd} = k_v * (1.2 + 40 * \rho) * \tau_{Rd} * b_o * d$$

$$k_v : \text{facteur de réduction} : k_v = 1.60 - d(m) = \begin{cases} 1.60 - 0.091 = 1.51 & \text{En travée} \\ 1.06 - 0.07 = 1.53 & \text{Sur appui} \end{cases}$$

d : hauteur utile (section en travée $d = d_p$; section sur appui $d = d_s$)

ρ pourcentage d'acier : $\rho = \frac{A_{pe}}{b_o * d} = \frac{1748}{151 * 91} = 0.13 > 0.02 \Rightarrow \rho = 0.02$

τ_{Rd} : valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement du béton

$$\tau_{Rd} = \frac{0.25 * f_{ctk}}{\gamma_c} \text{ pour le béton B25 on a } f_{ctk} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0.25 * 1.8}{1.5} = 0.3 \text{ MN/m}$$

$$V_{v,Rd} = 1.51 * (1.2 + 40 * 0.02) * 0.3 * 151 * 91$$

$$V_{v,Rd} = 12.45 \text{ kN/m}$$

Pour une largeur de 1 m, nous avons un nombre de nervures $n = \frac{b}{b_s} = \frac{1000}{300} = 3.33$

La résistance au cisaillement vertical par mètre de largeur est :

$$\sum V_{v,Rd} = n * V_{v,Rd} = 3.33 * 12.45 = 41.5 \text{ kN}$$

$$\sum V_{v,Rd} = 41.5 \text{ kN/m}$$

Le cisaillement longitudinal

$$V_{l,Rd} = b * d_p * \left(m * \frac{A_{pe}}{L_s} + k \right) * \frac{1}{\gamma_v}$$

L_s : la portée cisaillée : $L_s = \frac{L}{4} = \frac{2250}{4} = 562.5 \text{ mm}$

$$V_{l,Rd} = 1000 * 91 * \left(130.8 * \frac{1748}{562.5} + 0.0459 \right) * \frac{1}{1.25}$$

$$V_{l,Rd} = 29.59 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement avec ancrage à l'extrémité

Type	Hsc (mm)	D fut (mm)	D1 tête (mm)	Ht tête (mm)	Fy (MPa)	Fu (MPa)
TRW Nelson KB 3/4-100	100	19	31.7	10	350	450



$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^1; P_{Rd}^2; P_{Rd}^3)$$

La résistance au cisaillement longitudinale

$$P_{Rd}^1 = 0.8 * k * f_u * \left(\frac{\pi * d^2}{4} \right) * \frac{1}{\gamma_v} = 0.8 * 1 * 450 * \left(\frac{\pi * 19^2}{4} \right) * \frac{1}{1.25}$$

$$P_{Rd}^1 = 81.66 \text{ kN}$$

La résistance à l'écrasement du béton

$$P_{Rd}^2 = 0.29 * k * \alpha * d^2 * (\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}) * \frac{1}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd}^2 = 0.29 * 1 * 1 * (19 * 10^{-3})^2 * \sqrt{25 * 31 * 10^3} * \frac{1}{1.25}$$

$$P_{Rd}^2 = 73.33 \text{ kN}$$

La résistance en pression diamétrale

$$P_{Rd}^3 = k_{\phi} * \frac{d_{\phi} * t * f_{yp}}{\gamma_{ap}} = 6 * \frac{1.1 * 19 * 1.2 * 320}{1.05}$$

$$P_{Rd}^3 = 45.87 \text{ kN}$$

$$V_{ancrage} = \frac{1}{L_s} * N_D * P_{Rd} * \left(h - \frac{X_f}{3} \right)$$

Soit N_D le nombre de goujons par unité de mètre

D'après les dispositions constructives nous avons besoin d'un espacement de $2.5 * d = 47.5$ dans le sens transversal à celui du cisaillement et de $5 * d = 95$ dans le sens du cisaillement.

Calcul des flèches (vérification à l'ELS)

Pour le calcul des flèches des dalles mixtes, on fait en général les hypothèses suivantes :

- La dalle est assimilée à une poutre continue d'inertie constante égale à la moyenne des inerties positives des sections fissurées (le béton tendu est négligé) et non fissurées (ou homogène, toute la section de béton est prise en considération) ;
- Il faut tenir compte des effets à long terme du chargement du béton en admettent un coefficient d'équivalence différent selon la durée d'application des charges.

Le calcul des flèches des dalles mixtes s'effectue à l'aide des caractéristiques élastiques des sections. La vérification de la flèche est nécessaire lorsque l'élancement de la dalle $\frac{L}{d_p}$ dépasse une certaine valeur donnée dans l'Eurocode 2, qui est égale à 26. Dans notre cas on :

L : l'espacement entre solive $L = 2.25 \text{ m}$

d_p : hauteur utile en flexion positive $d_p = h - e = 91 \text{ mm}$

$$\frac{L}{d_p} = \frac{2250}{91} = 24.73 < 26$$

La vérification des flèches n'est donc pas nécessaire.

Vérification du comportement vibratoire

La tendance d'un plancher mixte à vibrer de manière perceptible dépend de sa masse, de ses caractéristiques dynamiques et de la nature du phénomène qui provoque cette mise en vibration. Ce dernier peut être dû au mouvement des occupants, à des machines, au vent etc.

La faible masse d'un plancher mixte qui est l'un de ses avantages structuraux, peut conduire, sous des sollicitations similaires, à une réponse plus « vivante » qu'un plancher dalle en béton armé,

sous des sollicitations similaires. La dalle mixte elle-même, qui porte dans une seule direction, accentue encore cette sensibilité par rapport à une dalle portant dans deux directions.

Les méthodes de calcul permettant de déterminer si un plancher est acceptable du point de vue de son comportement vibratoire sont en général basées sur des approches empiriques simplifiées, étant donné la complexité de la modélisation des charges et de la réponse structurale du système. Ces méthodes sont toutes basées sur un comportement unidirectionnel et prennent en compte la structure entière du plancher, y compris la poutraison.

La vérification du comportement vibratoire d'une dalle mixte reposant sur des supports rigides peut être effectuée en assimilant la dalle à une série de poutres mixtes juxtaposées.

En assimilant les solives à des supports rigides et la dalle à une série de poutre mixtes juxtaposées, la fréquence fondamentale vaut :

$$f_0 = \frac{\pi}{2} * \sqrt{\frac{E_a * I_{bh}}{\bar{m} * L^4}}$$

$$f_0 = \frac{\pi}{2} * \sqrt{\frac{210 * 10^9 * 6.12 * 10^{-6}}{508 * 2.25^4}} = 15.61 \text{ s}^{-1}$$

$$f_0 = 15.61 \text{ s}^{-1}$$

Etant donné $f_0 > 8 \text{ s}^{-1}$, les vibrations ne devraient pas être gênantes. Une analyse plus précise n'est donc pas nécessaire.

CALCUL DES SOLLICITATIONS INTERNES

En phase de construction

- Le poids propre de la tôle : $G_p = 0.134 \text{ kN/m}$
- Le poids propre du béton frais : $G_c = 25 * 0.12 * 1 = 3 \text{ kN/m}$
- La charge de construction : $q_m = 1.5 \text{ kN/m}$
- Charge d'entreposage $q = 1.5 \text{ kN/m}$

Le moment fléchissant vaut alors :

$$M_{Ed} = \frac{(1.35 * \sum G + 1.5 * Q) * L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = \frac{(1.35 * +1.5 * q) * L^2}{8} = \frac{(1.35 * (0.134 + 3) + 1.5 * (1.5 + 1.5)) * 2.25^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 5.53 \text{ kN.m/m}$$

L'effort tranchant :

$$V_{Ed} = \frac{(1.35 * \sum G + 1.5 * Q) * L}{2}$$

$$V_{Ed} = \frac{(1.35 * (0.134 + 3) + 1.5 * (1.5 + 1.5)) * 2.25}{2}$$

$$V_{Ed} = 9.82 \text{ kN/m}$$

En phase de service

- Le poids propre de la tôle : $G_p = 0.134 \text{ kN/m}$
- Le poids propre du béton frais : $G_c = 25 * 0.12 * 1 = 3 \text{ kN/m}$
- Le poids propre du revêtement : $G_r = 1 * 0.05 = 0.05 \text{ kN/m}$
- Le poids propre du faux plafond $G_{\text{r}} = 0.728 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 * 1 = 2.5 \text{ kN/m}$

Le moment fléchissant vaut alors :

$$M_{Ed} = \frac{(1.35 * \sum G + 1.5 * Q) * L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = \frac{(1.35 * (0.134 + 3 + 0.05 + 0.728) + 1.5 * (2.5)) * 2.25^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 5.72 \text{ kN.m/m}$$

L'effort tranchant :

$$V_{Ed} = \frac{(1.35 * \sum G + 1.5 * Q) * L}{2}$$

$$V_{Ed} = \frac{(1.35 * (0.134 + 3 + 0.05 + 0.728) + 1.5 * (2.5)) * 2.25}{2}$$

$$V_{Ed} = 10.16 \text{ kN/m}$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Pour se faire on doit comparer les valeurs de résistances aux valeurs calculées.

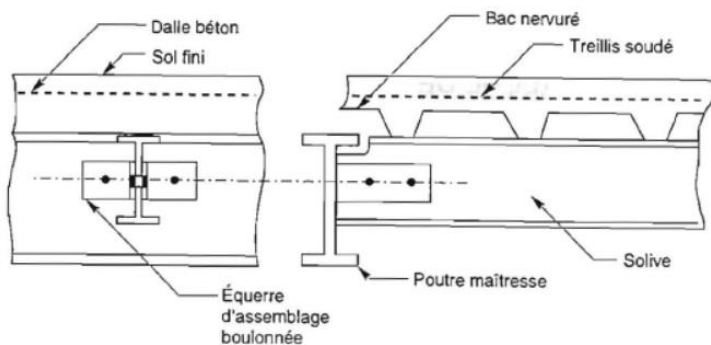
Efforts résistants	Efforts sollicitants	
	Phase de construction	Phase de service
Moment positif	$M_{pl,Rd^+} = 38.46 > M_{Ed} = 5.53$	$M_{pl,Rd^+} = 38.46 > M_{Ed} = 5.72$
Moment négatif	$M_{pl,Rd^-} = 15.11 > M_{Ed} = 5.53$	$M_{pl,Rd^-} = 15.11 > M_{Ed} = 5.72$
Cisaillement vertical	$V_{v,Rd} = 41.5 > V_{Ed} = 9.82$	$V_{v,Rd} = 41.5 > V_{Ed} = 10.16$
Cisaillement longitudinal	$V_{l,Rd} = 29.59 > V_{Ed} = 9.82$	$V_{l,Rd} = 29.59 > V_{Ed} = 10.16$

On déduit que le plancher mixte conçu résiste aux efforts de sollicitation.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA POUTRAISON

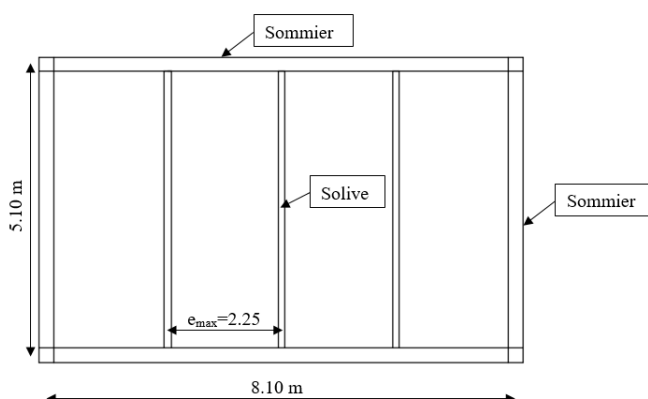
Le type de plancher mixte (acier/béton) est le plus répandu dans les constructions de planchers d'immeubles de bureaux, d'entrepôts, de mezzanines, etc. Deux cas de figure sont possibles :

- La dalle B.A est non collaborante : elle n'est pas liaisonnée avec l'ossature porteuse en acier et ne participe donc pas, de ce fait, à l'inertie globale du plancher. La dalle constitue, dans ce cas, une charge permanente pour l'ossature porteuse, qui est pénalisante du fait de son poids élevé ;
- La dalle B.A est collaborante : elle participe à l'inertie globale du plancher, ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarisent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.



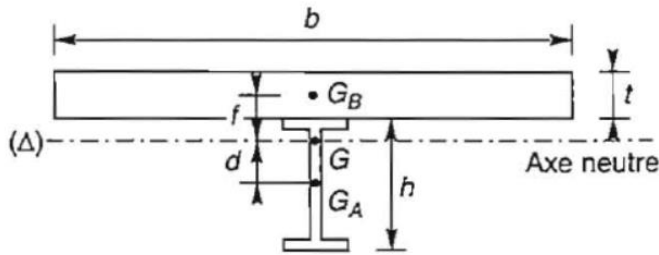
Les planchers mixtes à dalle collaborante étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous avons choisi ce type de plancher dans le cas de notre projet.

- Considérons la plus grande trame (trame 1) de 8.10 m x 5.10 m
- Dalle en BA d'épaisseur moyenne 90 mm
- Charge d'exploitation 2.5 kN/m^2
- Poids du béton coulé sur bacs acier 25 kN/m^3
- Poids du revêtement 1 kN/m^2 ; Poids du faux plafond 0.75 kN/m^2



DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES

Le choix d'une section s'opère par approches successives. Essayons un IPE 200.



La section mixte est donnée par : $S = A + \frac{B}{n}$ avec $B = b * t$

$$S = 33.4 + \frac{225 * 9}{15} = 168.4 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport au centre de gravité G_A de la poutre acier, est d et on l'obtient en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à (Δ).

Poutre : $\mu_A = A * d$

Dalle : $\mu_A = \frac{B}{n} * f$

Soit : $A * d = \frac{B}{n} * f$. Or $f + d = \frac{t+h}{2}$; D'où on a :

$$d = \frac{b * t}{n} * \frac{t + h}{2 * S} = \frac{225 * 9}{15} * \frac{9 + 20}{2 * 168.4} = 11.62 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{20}{2} + 11.62 = 21.62 \text{ cm} \\ V_s = h + t - V_i = 20 + 9 - 21.62 = 7.38 \text{ cm} \end{cases}$$

L'axe neutre (Δ) se trouve ainsi dans la section de béton.

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A * d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} * \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

I_A et I_B étant les inerties propres des sections A et B. Soit :

$$I = I_A + A * d^2 + \frac{b * t^3}{12 * n} + \frac{b * t}{n} * \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943 + 28.5 * 11.62^2 + \frac{225 * 9^3}{12 * 15} + \frac{225 * 9}{15} * \left(\frac{9 + 20}{2} - 11.62 \right)^2$$

$$I = 7822.19 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes de flexion

- Le moment fléchissant maximal dans la section mixte est :

$$M = \frac{(1.35 * G + 1.5 * Q) * L^2}{8} = \frac{(1.35 * (5.063 + 2.25 + 1.69) + 1.5 * (2.5 * 2.25)) * 5.1^2}{8}$$

$$M = 66.95 \text{ kN.m}$$

- La contrainte dans la poutre acier

$$\text{Traction : } \sigma_{ai} = \frac{M}{I} * V_i = \frac{66.95}{7822.19 * 10^{-8}} * 21.62 * 10^{-2} = -185.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Traction : } \sigma_{as} = \frac{M}{I} * \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{66.95}{7822.19 * 10^{-8}} * (11.62 - 10) * 10^{-2} = -13.87 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans la dalle béton

$$\text{Compression : } \sigma_{bs} = \frac{M}{n * I} * V_s = \frac{66.95}{15 * 7822.19 * 10^{-8}} * 7.38 * 10^{-2} = 4.21 \text{ MPa}$$

$$\text{Traction : } \sigma_{bi} = \frac{M}{n * I} * (t - V_s) = \frac{66.95}{15 * 7822.19 * 10^{-8}} * (9 - 7.38) * 10^{-2} = -0.93 \text{ MPa}$$

- Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{20 + 9}{2} = 14.5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A * \beta} = \frac{1943}{28.5 * 14.5} = 4.7 \text{ cm}$$

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

$$K = \frac{225 * 9 * 2.1 * 10^5 * 2 * 10^{-4} * 14.5 * 28.5}{15 * 1943 * 28.5 + 225 * 9 * 1943 + 225 * 9 * 28.5 * 14.5^2} = 0.21 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{20}{2} + 4.7 = 14.7 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 14.7 + 9 = 23.7 \text{ cm}$$

$$E_a * \varepsilon = 2.1 * 10^5 * 2 * 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs de contraintes :

$$\sigma_{as} = 0.21 * 147 = 30.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = 0.21 * 42 = -8.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{15} * (42 - 30.87) = -0.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{15} * (42 - 42) = 0 \text{ MPa}$$

- Contraintes finales

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = 13.87 + 30.87 = 55.45 \\ \sigma_{ai} = -185.05 - 8.82 = -193.87 \end{array} \right\} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bi} = -0.93 - 0.74 = -1.67 \\ \sigma_{bs} = 4.21 + 0 = 4.21 \end{array} \right\} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{(1.35 * G + 1.5 * Q) * L}{2} = \frac{(1.35 * (5.063 + 2.25 + 1.69) + 1.5 * 2.5 * 2.25) * 5.1}{2}$$

$$V = 52.51 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V}{h * t_w} = \frac{52.51}{(200 * 5.6) * 10^{-6}} = 46.88 \text{ MPa} < 0.58 * f_y = 136.3 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} * \frac{(5.063 + 2.25 + 1.69 + 5.63) * 5.1^4}{210 * 10^6 * 7822.19 * 10^{-8}} = 0.0078 \text{ m}$$

$$f = 0.8 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 2.04 \text{ cm}$$

Conclusion : on en déduit que le profilé IPE 200 choisi au début peut être utilisé comme solive.

DIMENSIONNEMENT DES SOMMIERS

Nous calculerons ces poutres en travées indépendantes (isostatiques), ce qui place en sécurité.

Charge linéique totale

Charges permanentes		Charge variable	
Dalle BA 25x0.09x5.10	11.48 kN/m	Charge d'exploitation 2.5x5.10	12.75 kN/m
Solive (0.224*5.10)/2.25	0.45 kN/m		
Poids propre de la poutre (estimé)	1.5 kN/m		
Poids du revêtement 1*5.10	5.10 kN/m		
Poids du faux plafond 0.75*5.10	3.8 kN/m		
Total G	22.33 kN/m	Total Q	12.75 kN/m
Combinaison de charges			
ELU	49.27 kN/m	ELS	35.08 kN/m

Condition de flèche

S'agissant d'un plancher courant, la limitation de la flèche est 1/250 de la portée. Soit :

$$f = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} \leq \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{1250 * q * L^3}{384 * E} = \frac{1250 * 35.08 * L^3}{384 * 210 * 10^6}$$

Comme défini plus haut nous avons 3 types de sommiers suivant la portée. On a ainsi :

$$\begin{cases} I \geq 28898.42 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Pour } L = 8.10 \text{ m; ce qui correspond à un profilé HEA 360} \\ I \geq 16354.73 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Pour } L = 6.70 \text{ m; ce qui correspond à un profilé HEA 300} \\ I \geq 7645.91 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Pour } L = 5.20 \text{ m; ce qui correspond à un profilé HEA 240} \end{cases}$$

Le poids propre estimée du profile (1.5 kN/m) est supérieur au poids propre réel (1.12 kn/m).

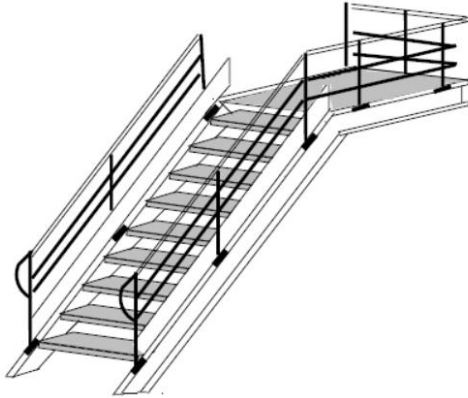
- Le moment sollicitant vaut : $M_f = \frac{(1.35 * G + 1.5 * Q) * L^2}{8}$
- Le moment résistant $M_{pl} = W_{pl} * f_y$
- L'effort tranchant sollicitant vaut $V = \frac{(1.35 * G + 1.5 * Q) * L}{2}$
- La contrainte de cisaillement $\tau = \frac{V}{b * t_w} < 0.58 * f_y = 136.3 \text{ MPa}$

Portée (m)	Moment sollicitant	Moment résistant	Observation	Effort tranchant sollicitant	Contrainte de cisaillement
L = 8.10 m	404.08	490.68	$M_{pl} > M_f$	194.08	$64.69 < 136.3$
L = 6.70 m	276.47	325.01	$M_{pl} > M_f$	160.53	$53.51 < 136.3$
L = 5.20 m	166.53	174.98	$M_{pl} > M_f$	124.59	$41.53 < 136.3$

Conclusion : les profilés choisis résistent aux sollicitations ; on garde ainsi cette conception pour la suite des travaux.

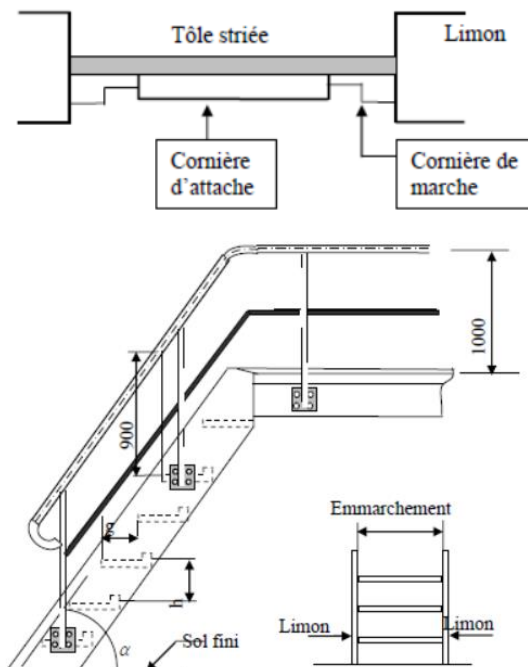
Annexe 4 : Dimensionnement des escaliers

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'emmarchement et la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur de contre marche (h).



Dans notre cas les escaliers ne sont pas droits mais constitués de deux (02) volées et un palier de repos. Dans cette étude seul l'escaliers avec la plus grande hauteur d'étage (hauteur à franchir) sera dimensionné.

Entre les deux limons on dispose des cornières de marche soudées à leurs extrémités afin de permettre la maintenance des marches et contre marches.



DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

Evaluation des charges

- Charges permanentes (tôle striée d'épaisseur 5 mm) : $G = 45 \text{ kg/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Dimensionnement des marches et contre marches

D'après la formule de BLONDEL (appelée loi de pas moyen).

$$600 \text{ mm} \leq 2 * h + g \leq 660 \text{ mm}$$

On a :

- Largeur des marche $g = 300 \text{ mm}$
- Hauteur de contre marche $h = 150 \text{ mm}$

D'où $2 * h + g = 600 \Rightarrow 600 \leq 600 \leq 610$. Donc la condition est vérifiée.

Nombre de marches pour la hauteur d'étages $H = 3.5 \text{ m}$

$$N = \frac{H}{h} = \frac{3.5}{0.15} = 23.33$$

Nous choisissons alors 22 marches de 150 mm (soit 11 marches sur chaque volée) et un palier de repos de 200 mm d'épaisseur.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

Cornières de marches et condition de la flèche

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * [(G + Q) * g + P] * L^4}{384 * E * I} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I \geq \frac{5 * [(G + Q) + P] * g * L^3 * 300}{384 * E} = \frac{5 * [(45 + 250) * 0.6 + 10] * 10^{-2} * 120^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^6}$$

$$I \geq 6.01 \text{ cm}^4$$

Donc soit des marches en cornières : L40x40x4

Condition de résistance

Soit : $q = [1.35 * (G + P) + 1.5 * Q] * 0.6 = [1.35 * (45 * 0.6 + 2.4) + 1.5 * (250 * 0.6)]$

$$q = 264.69 \text{ kN/m}$$

Le moment sollicitant de la cornière est :

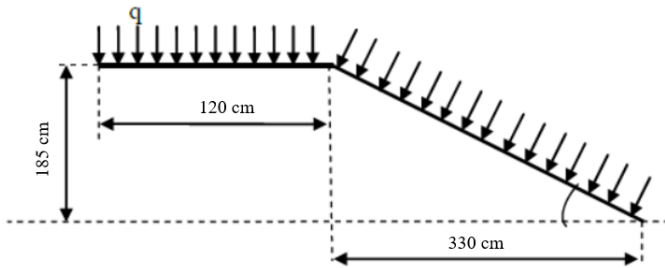
$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{264.69 * 1.2^2}{8} = 47.64 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant de la cornière est :

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y} * f_y}{\gamma_a} = \frac{3.05 * 10^{-6} * 23.5 * 10^6}{1.1} = 65.16 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 47.64 \text{ kN.m} < M_{el,Rd} = 65.16 \text{ kN.m}$ Condition vérifiée !

Dimensionnement du limon

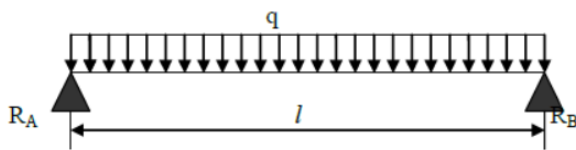


$$\tan \alpha = \frac{1.85}{3.30} = 0.561 \Rightarrow \alpha = 29.28^\circ$$

$$G = 45 \text{ kg/m}^2 ; Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 1.35 * G + 1.5 * Q = 435.75 \text{ daN/m}$$

Calcul statique



$$l = 3.30 + 1.20 = 4.50 \text{ m}$$

$$R_A = R_B = \frac{q * l}{2} = \frac{435.75 * 4.5}{2} = 980.44 \text{ daN}$$

Condition de flèche

$$f = \frac{5 * q * l'^4}{384 * E * I} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I \geq \frac{5 * q * l'^3 * 300}{384 * E}$$

$$q = (G + Q) * \cos \alpha = 257.31 \text{ kg/m} ; l' = 4.5 \text{ m}$$

$$I \geq 436.15 \text{ cm}^4$$

Donc soit des limons en **UAP 130**

Vérification de la résistance

$$\frac{N}{\chi_{min} * N_{pl}} + \frac{K_{LT} * M_y}{\chi_{LT} * M_{pl,y}} \leq \gamma_{M1}$$

Le risque de déversement est inexistant, nous aurons alors : $K_{LT} = \chi_{LT} = 1$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = f(\bar{\lambda}) \text{ courbe "c"}$$

$\beta_A = 1$ Car le profilé est de classe 2.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{4.06 * 100}{5.12} = 79.3 \text{ et } \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{4.06 * 100}{1.71} = 237.43$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) * (\beta_A)^{0.5} = 0.84 \text{ et } \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) * (\beta_A)^{0.5} = 2.53$$

Courbe 'c' $\Rightarrow \chi_{min} = 0.13$

$$N_{pl} = A * f_y = 17.5 * 10^{-4} * 235 * 10^3 = 411.25 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} * f_y = 83.51 * 10^{-6} * 235 * 10^3 = 19.62 \text{ kN.m}$$

$$N = q * l * \sin \alpha = 266.67 * 4.06 * \sin(29.28^\circ) = 529.52 \text{ daN}$$

$$M_y = \frac{q * l^2 * \sin \alpha}{8} = \frac{266.67 * 4.06^2 * \sin(29.28^\circ)}{8} = 268.73 \text{ daN}$$

$$\frac{N}{\chi_{min} * N_{pl}} + \frac{K_{LT} * M_y}{\chi_{LT} * M_{pl,y}} = \frac{529.52 * 10^{-2}}{0.13 * 411.25} + \frac{1 * 268.73 * 10^{-2}}{1 * 19.62} = 0.24 < \gamma_{M1} = 1.1$$

Conclusion : A partir de ces calculs nous avons obtenu les dimensions des éléments principaux de l'escalier suivants :

- Cornière de marche : L40x40x4
- Limon : UAP 220

Annexe 5 : Dimensionnement du portique

Le portique constitue l'ossature principale du bâtiment, il supporte les charges de tous les éléments et les transmet au sol d'assise.

Sa conception technologique est variable et dépend généralement de :

- ✓ De sa portée
- ✓ Ou du schéma statique retenu pour la structure

Dans ce projet, les portiques à âme pleine ont été choisis car en comparaison aux portiques en treuil ils ont les avantages : d'être esthétiques, moins onéreux, plus simple à assembler et moins encombrants.

Dans notre structure, on remarque que le plancher n'est pas continu à chaque niveau (+3.50 m et 6.00 m), ce qui nous amène à considérer trois (03) types de portiques différents (Type 1, Type 2 et Type 3) dont les détails sont donnés en Annexe 11. Cependant notre travail se résumera au type le plus sollicité (défavorable) qui est le type 2 afin de déterminer les sections des profils des pièces. Les charges prises en compte sur le cadre et sur la poutraison du plancher sont résumées dans le tableau suivant :

Charges prise en compte			
Pour le cadre			
Charges permanentes		Charges variables	
Couverture + Surcharges techniques : G_1	1.37 kN/m	Charge d'entretien : Q_1	1.87 kN/m
		Vent sur traverse : W_1	-3.01 kN/m
Poids propre des pannes : G_2	0.29 kN/m	Vent sur poteau « au vent » : W_2	-4.49 kN/m
		Vent sur poteau « sous vent » : W_3	3.93 kN/m
Pour le plancher			
Charges permanentes		Charges variables	
Poids propre de la poutraison (solives + sommiers)	Pris en compte	Charge d'exploitation Q_2	12.75 kN/m
Poids propre de la tôle + Poids propre de la dalle BA + Finitions : G_3	8.93 kN/m		

- Le poids des pannes et la charge d'entretien sont ramenées en charges linéaires et appliquées sur la traverse
- Les charges d'exploitation et de couverture sont appliquées comme des charges linéaires
- Nous avons négligé le poids des bardages
- Pour le plancher nous avons appliqué la charge du béton et autres comme des charges linéaires ; le poids des solives et sommiers étant pris en compte directement.

Les combinaisons de charges appliquées sont :

Etat limite ultime ELU	Etat limite de service
$ELU_1: [1.35 * (G_1 + G_2) + 1.5 * Q_1] + [1.35 * G_3 + 1.5 * Q_2]$	$ELS_1: [(G_1 + G_2) + Q_1] + [G_3 + Q_2]$
$ELU_2: [1.35 * (G_1 + G_2) + 1.75 * \sum W_i] + [1.35 * G_3 + 1.5 * Q_2]$	$ELS_2: [(G_1 + G_2) + \sum W_i] + [G_3 + Q_2]$

Calcul des sollicitations

La détermination des sollicitations globales affectant le portique nécessite un calcul par étape de toutes des sollicitations élémentaires, engendrées par les charges permanentes, charges d'exploitations et charges du vent. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons d'action les plus défavorables, pour déterminer les sections des profils des pièces.

Le logiciel de calcul par éléments finis RDM6 a été utilisé pour le calcul de ces sollicitations. Dans le cas de notre structure, il s'agit de déterminer

- Les réactions d'appuis
- Les moments d'encastrement
- Les efforts tranchants
- Les efforts normaux

Ce qui donne :

ELU				ELS			
Barre	Moment	Effort normal	Effort tranchant	Barre	Moment	Effort normal	Effort tranchant
B1	37,3	200	19,1	B1	22,6	137	11,5
B2	132,7	33,3	108,2	B2	89,9	23,2	74,5
B3	137,6	33,4	110,8	B3	93,1	23,3	76,2
B4	115,6	30,7	104,8	B4	80,4	21,3	72,8
B5	115,2	10,7	104,3	B5	80,1	7,3	72,5
B6	121,1	18	106,2	B6	83,7	13	73,6
B7	136,7	26,1	108	B7	95,1	17,3	75,1
B8	200,6	68	136,6	B8	135,6	47,4	94
B9	84,3	56	83	B9	58,3	30,8	57,7
B10	121,6	75,1	117,1	B10	80,9	42,3	79,3
B11	214,4	54,2	144	B11	145,1	37,7	99,4
B12	117	34	46,6	B12	81,8	23,8	32,6
B13	98,4	34	14,2	B13	68,8	23,8	9,9
B14	186,3	34	53,6	B14	130,3	23,8	37,5
B15	199,8	37,7	54,9	B15	139,8	26,3	38,4
B16	104,5	37,7	45,3	B16	73,1	26,3	31,7
B17	98,9	37,7	21,2	B17	69,2	26,3	14,9
B18	68,7	151,9	30,6	B18	43,5	105,9	19,3

B19	117	49,8	44,5	B19	81,8	34,8	23
B20	29,7	317,8	12,8	B20	15,9	221	6,4
B21	82,8	113,6	54,2	B21	57,6	79	37,7
B22	38	412,3	19,9	B22	21,8	286,3	11,4
B23	12,4	206,6	8,1	B23	6,7	143,2	4,3
B24	39,1	418,9	20,8	B24	22,6	291,3	12
B25	19,1	209,4	12,4	B25	10,9	145,6	7,1
B26	71	239,6	49,5	B26	42,7	166,8	29,9
B27	55,5	144,4	45,6	B27	38,6	100,7	31,5
B28	104,5	48,9	32,9	B28	73,1	34,2	23
B29	57,9	580,5	32,5	B29	33,8	404,1	19,1
B30	54,6	346,8	38,2	B30	38	241,5	26,6
B31	51,3	100,7	14,3	B31	28,9	70,5	7,9

ELU				ELS			
Nœud	Moment	Effort normal	Effort tranchant	Nœud	Moment	Effort normal	Effort tranchant
N1	29,6	200	19,1	N1	17,5	137	11,5
N2	121,6	200	117,1	N2	80,9	137	79,3
N3	200,6	580,5	136,6	N3	118,5	404,1	94
N4	132,7	412,3	108,2	N4	89,8	286,3	74,5
N5	137,6	418,9	110,8	N5	93,1	291,3	76,2
N6	111,2	239,6	102,9	N6	74	166,8	70,6
N7	121,1	209,4	106,2	N7	83,7	145,6	73,6
N8	109,5	144,4	101,1	N8	72,8	100,7	69,5
N9	120,1	206,6	104,5	N9	82,1	143,2	72
N10	181,3	346,8	144	N10	95,1	241,5	79
N11	147	317,8	122,9	N11	102,2	221	85,5
N12	102,2	151,9	102,1	N12	71,1	105,9	71
N13	82,8	113,6	113,6	N13	57,6	79	79
N14	117	49,8	46,6	N14	81,8	34,8	32,6
N15	78,3	34	14,2	N15	54,8	23,8	9,9
N16	83,2	34	12,4	N16	58,2	23,8	8,7
N17	199,8	100,7	54,9	N17	139,8	70,5	38,4
N18	54,2	37,7	21,2	N18	37,9	26,3	14,9
N19	104,5	48,9	45,3	N19	73,1	34,2	31,7
N20	83,7	37,7	12,4	N20	58,5	26,3	8,7
N21	13,8	151,9	10,8	N21	9,5	105,9	7,5
N22	29,7	317,8	12,8	N22	15,9	221	6,4
N23	38	412,3	19,9	N23	21,8	286,3	11,4
N24	39,1	418,9	20,8	N24	22,6	291,3	12
N25	71	239,6	49,5	N25	42,7	166,8	29,9
N26	57,9	580,5	32,5	N26	33,8	404	19,1

DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE

Nous avons une longueur totale de traverse de 19.86 m ; étant donné que la longueur maximale des laminés est de 12 m, nous avons choisi d'adopter une traverse à trois (03) morceaux (pour chaque demi-versant). Dans la suite du travail nous dimensionnerons le morceau le plus sollicité.

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
15	199.8	54.9	37.7

Pré-dimensionnement

Le dimensionnement se fera suivant le critère de résistance

$$M_{Ed} = 199.8 \text{ kN.m}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{199.8}{235 * 10^3} * 10^6 = 850.21 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 850.21 \text{ cm}^3$$

On choisira un profilé HEA 260

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} * \frac{qL^4}{E * I_y}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{4.67 * 6.67^4}{210 * 10^6 * 10450 * 10^{-8}} = 0.0056 \text{ m}$$

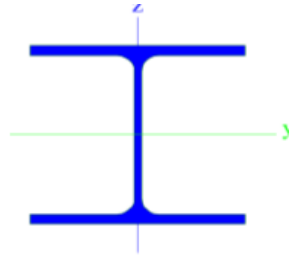
$$f = 0.56 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{6.67}{200} = 3.34 \text{ cm}$$

Vérification de la résistance aux instabilités

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. On se rend compte que le profilé choisi (HEA 260) ne résiste pas aux instabilités. Ainsi par itération nous avons choisi le profilé HEA 340.

Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Type de profil utilisé:	HEA340
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²):	235 MPa
Classe du profilé:	2



Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,34E-02	W _{el,y} (m ³)	1,68E-03
I _y (m ⁴)	2,77E-04	W _{el,z} (m ³)	4,96E-04
I _z (m ⁴)	7,44E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,85E-03
I _u (m ⁴)	1,82E-12	W _{pl,z} (m ³)	7,56E-04
I _t (m ⁴)	1,27E-06	I _p (m ⁴)	3,51E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	4,35E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,78E+02

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _e =	19,860	L _e =	19,860
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,982 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,546 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 340. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 81.3%.

DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE RIVE

Cette poutre passe par la partie longitudinale du bâtiment. Elle a permis de relier tous les poteaux ainsi que les faîtages. Elle peut aussi jouer le rôle de montant des « poutres au vent » à la place du profilé calculé plus haut. Il s'agit donc dès lors de vérifier que le moment fléchissant est inférieur au moment plastique résistant.

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
*	177	46.6	34

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{117}{235 * 10^3} * 10^6 = 497.87 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 497.87 \text{ cm}^3$$

On choisira un profilé HEA 220

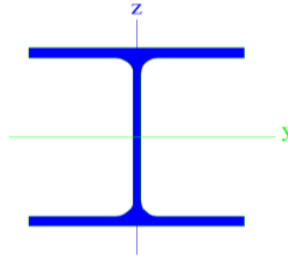
Les résultats de calcul (dont les détails sont en annexe) sont représentés ci-dessus

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA220
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	1

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	6,43E-03	W _{el,y} (m ³)	5,15E-04
I _y (m ⁴)	5,41E-05	W _{el,z} (m ³)	1,78E-04
I _z (m ⁴)	1,96E-05	W _{pl,y} (m ³)	5,69E-04
I _w (m ⁶)	1,93E-13	W _{pl,z} (m ³)	2,71E-04
I _t (m ⁴)	2,85E-07	I _p (m ⁴)	7,37E-05
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	1,34E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	6,36E+01



Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	5,100	L _z =	5,100
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,909 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,487 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé choisi HEA 220. En conclusion on déduit que la poutre est bien dimensionnée avec un taux de travail de 90.9%

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU

Les poteaux des portiques sont sollicités à la flexion sous l'effet du moment fléchissant et à la compression simple sous l'effet de l'effort normal, dans le plan des portiques. Etant donné que la flexion prime sur la compression, nous allons dimensionner avec le moment fléchissant.

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DE RIVE

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
19	117	44.5	49.8

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{117}{235 * 10^3} * 10^6 = 497.87 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 497.87 \text{ cm}^3$$

On pourrait choisir un profilé HEA 220. Mais pour des soucis d'assemblage avec la traverse (en HEA 340) nous choisissons un profilé HEA 300

Vérification de la résistance aux instabilités

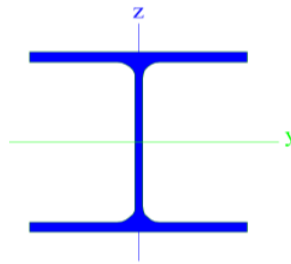
La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA300
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	2

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,13E-02	W _{el,y} (m ³)	1,26E-03
I _y (m ⁴)	1,83E-04	W _{el,z} (m ³)	4,21E-04
I _z (m ⁴)	6,31E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,38E-03
I _w (m ⁶)	1,20E-12	W _{pl,z} (m ³)	6,41E-04
I _t (m ⁴)	8,52E-07	I _p (m ⁴)	2,46E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	3,25E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,51E+02



Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	10,200	L _z =	10,200
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,484 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,274 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 300. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 48.4%.

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU CENTRAL

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
15	199.8	54.9	37.7

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{199.8}{235 * 10^3} * 10^6 = 850.21 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 850.21 \text{ cm}^3$$

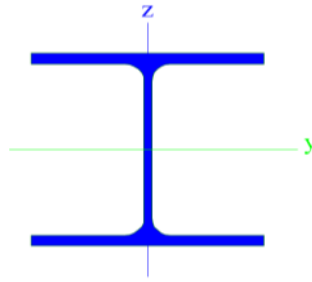
Nous choisissons un profilé HEA 300

Vérification de la résistance aux instabilités

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA300
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	2



Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,13E-02	W _{el,y} (m ³)	1,26E-03
I _y (m ⁴)	1,83E-04	W _{el,z} (m ³)	4,21E-04
I _z (m ⁴)	6,31E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,38E-03
I _w (m ⁶)	1,20E-12	W _{pl,z} (m ³)	6,41E-04
I _r (m ⁴)	8,52E-07	I _p (m ⁴)	2,46E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	3,25E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,51E+02

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	12,200	L _z =	12,200
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + \kappa_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \kappa_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,864 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + \kappa_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \kappa_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,467 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 300. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 86.4%.

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SUPPORTANT LE PLANCHER

Les poteaux des portiques sont sollicités à la flexion sous l'effet du moment fléchissant et à la compression simple sous l'effet de l'effort normal, dans le plan des portiques. Etant donné que le flexion prime sur la compression, nous allons dimensionner avec le moment fléchissant.

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DE HAUTEUR 3.50 m

Ce poteau supporte le premier plancher de hauteur 3.5 m

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
24	39.1	418.9	20.8

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{39.1}{235 * 10^3} * 10^6 = 166.38 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 166.38 \text{ cm}^3$$

On pourrait choisir un profilé HEA 160.

Cependant on remarque que ce poteau est assemblé avec deux (02) sommiers en HEA 300 (poutre de 6.7 m). Ainsi pour des soucis d'assemblage nous choisissons un profilé HEA 300

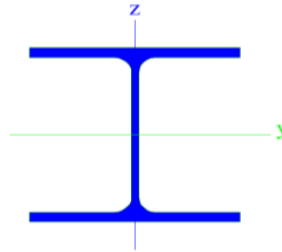
La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA300
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	2

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,13E-02	W _{el,y} (m ³)	1,26E-03
I _y (m ⁴)	1,83E-04	W _{el,z} (m ³)	4,21E-04
I _z (m ⁴)	6,31E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,38E-03
I _w (m ⁶)	1,20E-12	W _{pl,z} (m ³)	6,41E-04
I _T (m ⁴)	8,52E-07	I _p (m ⁴)	2,46E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	3,25E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,51E+02



Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	3,500	L _z =	3,500
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,115 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,064 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 300. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 11.5%.

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DE HAUTEUR 6.00 m

Ce poteau supporte l'ensemble des deux planchers (hauteur 3.5 m et 6 m).

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
21	82.8	113.6	54.2

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{82.8}{235 * 10^3} * 10^6 = 352.34 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 352.34 \text{ cm}^3$$

On pourrait choisir un profilé HEA 200.

Cependant on remarque que ce poteau est assemblé avec deux (02) sommiers ; l'un en HEA 360 (poutre de 8.10 m) et l'autre en HEA 240 (poutre de 5.30 m). Ainsi pour des soucis d'assemblage nous choisissons un profilé HEA 300

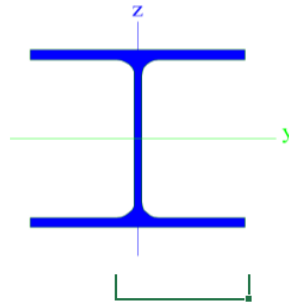
La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA300
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	2

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,13E-02	W _{el,y} (m ³)	1,26E-03
I _y (m ⁴)	1,83E-04	W _{el,z} (m ³)	4,21E-04
I _z (m ⁴)	6,31E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,38E-03
I _w (m ⁶)	1,20E-12	W _{pl,z} (m ³)	6,41E-04
I _r (m ⁴)	8,52E-07	I _p (m ⁴)	2,46E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	3,25E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,51E+02



Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	6,000	L _z =	6,000
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,279 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,159 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 280. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 27.9%.

VERIFICATION DES POUTRES DU PLANCHER

POUTRE DE LONGUEUR 8.10 M

D'après la partie « dimensionnement du plancher », cette poutre est en HEA 360.

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
11	214.4	144	54.2

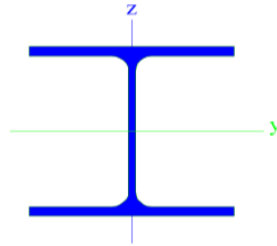
Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA360
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	1

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,43E-02	W _{el,y} (m ³)	1,89E-03
I _y (m ⁴)	3,31E-04	W _{el,z} (m ³)	5,26E-04
I _z (m ⁴)	7,89E-05	W _{pl,y} (m ³)	2,09E-03
I _w (m ⁶)	2,18E-12	W _{pl,z} (m ³)	8,02E-04
I _T (m ⁴)	1,49E-06	I _p (m ⁴)	4,10E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	4,91E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,89E+02



Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	8,100	L _z =	8,100
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,504 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,276 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 360. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 50.4%.

POUTRE DE LONGUEUR 6.7 M

D'après la partie « dimensionnement du plancher », cette poutre est en HEA 300.

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
3	137.6	110.8	33.4

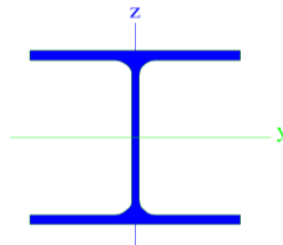
Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA300
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	1

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,13E-02	W _{el,y} (m ³)	1,26E-03
I _y (m ⁴)	1,83E-04	W _{el,z} (m ³)	4,21E-04
I _z (m ⁴)	6,31E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,38E-03
I _w (m ⁶)	1,20E-12	W _{pl,z} (m ³)	6,41E-04
I _T (m ⁴)	8,52E-07	I _p (m ⁴)	2,46E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	3,25E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,51E+02



Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	6,700	L _z =	6,700
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,444 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,239 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 300. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 44.4%.

POUTRE DE LONGUEUR 5.3 M

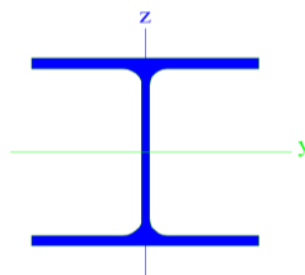
D'après la partie « dimensionnement du plancher », cette poutre est en HEA 240.

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
9	84.3	83	56

Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	HEA240
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235 MPa
Classe du profilé:	1



Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	7,68E-03	W _{el,y} (m ³)	6,75E-04
I _y (m ⁴)	7,76E-05	W _{el,z} (m ³)	2,31E-04
I _z (m ⁴)	2,77E-05	W _{pl,y} (m ³)	7,45E-04
I _w (m ⁶)	3,29E-13	W _{pl,z} (m ³)	3,52E-04
I _t (m ⁴)	4,16E-07	I _p (m ⁴)	1,05E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	1,75E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	8,26E+01

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	a	z-z	b
longueur de flambement (m)	L _y =	5,300	L _z =	5,300
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,21	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,525 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,296 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé HEA 240. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 52.5%.

REMARQUE : On remarque qu'en plus des critères de résistance, le choix des profilés est aussi fonction des conditions d'assemblages. Ainsi on est souvent amené à choisir des sections plus élevées pour certains éléments qui de ce fait travaillent à un faible pourcentage (taux de travail de 11.5%, 27.9%, etc.) ce qui ne permet pas d'optimiser la conception.

Ainsi pour une conception plus optimale, nous avons fait le choix d'utiliser des profilés reconstitués soudés PRS ce qui nous permettra de faire un choix de section plus optimal.

CONCEPTION DU PORTIQUE A BASE DE PRS

Etant donné que les conditions d'assemblage sont aussi importantes dans le choix des sections, nous avons choisi de fixer une même base pour tous les éléments (afin de faciliter l'assemblage) et ensuite faire des itérations sur les épaisseurs et les hauteurs afin de trouver les sections optimales. Les vérifications se feront toujours avec la même feuille Excel définie plus haut.

Pour chaque profilé PRS conçu, les propriétés mécaniques de ce dernier sont calculées avec le logiciel « PropSection v1.0.4 ».

DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
15	199.8	54.9	37.7

$$M_{Ed} = 199.8 \text{ kN.m}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{199.8}{235 * 10^3} * 10^6 = 850.21 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 850.21 \text{ cm}^3$$

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Caractéristiques géométrique de la traverse (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
400	200	15	15

Propriétés mécaniques de la traverse (PRS)								
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)
115	28576.63	2010.41	1428.83	201.041	1668.37	320.187	87.62	739348

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	PRS
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235
Classe du profilé:	1

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,16E-02	W _{el,y} (m ³)	1,43E-03
I _y (m ⁴)	2,86E-04	W _{el,z} (m ³)	0,000201041
I _z (m ⁴)	2,01E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,67E-03
I _w (m ⁶)	7,39E-07	W _{pl,z} (m ³)	3,20E-04
I _t (m ⁴)	8,76E-07	I _p (m ⁴)	3,06E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	3,92E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	7,52E+01

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	b	z-z	c
longueur de flambement (m)	L _y =	6,700	L _z =	6,700
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,34	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,887 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,495 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 88.7%.

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DE RIVE

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
19	117	44.5	49.8

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{117}{235 * 10^3} * 10^6 = 497.87 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 497.87 \text{ cm}^3$$

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Caractéristiques géométrique du poteau de rive (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
400	200	12	15

Propriétés mécaniques du poteau de rive (PRS)								
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)
104	27310.30	2005.33	1365.52	200.53	1565.68	312.91	66.12	740058

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	PRS
Matériau utilisé:	S235
f_y (N/mm ²)	235
Classe du profilé:	2

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,04E-02	W _{el,y} (m ³)	1,37E-03
I _y (m ⁴)	2,73E-04	W _{el,z} (m ³)	0,000200533
I _z (m ⁴)	2,01E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,57E-03
I _w (m ⁶)	7,40E-07	W _{pl,z} (m ³)	3,13E-04
I _t (m ⁴)	6,61E-07	I _p (m ⁴)	2,93E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	3,68E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	7,35E+01

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	b	z-z	c
longueur de flambement (m)	L _y =	10,200	L _z =	10,200
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,34	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,909 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,543 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 90.9%.

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU CENTRAL

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
15	199.8	54.9	37.7

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{199.8}{235 * 10^3} * 10^6 = 850.21 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 850.21 \text{ cm}^3$$

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Caractéristiques géométrique du poteau centrale (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
400	250	15	15

Propriétés mécaniques du poteau central (PRS)								
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)
139.9	37320.38	4437.38	1866.02	354.99	2130.05	551.14	123.49	1619987

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	PRS
Matériau utilisé:	S235
f _y (N/mm ²)	235
Classe du profilé:	2

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,40E-02	W _{el,y} (m ³)	1,87E-03
I _y (m ⁴)	3,73E-04	W _{el,z} (m ³)	0,00035499
I _z (m ⁴)	4,44E-05	W _{pl,y} (m ³)	2,13E-03
I _w (m ⁶)	1,62E-06	W _{pl,z} (m ³)	5,51E-04
I _t (m ⁴)	1,23E-06	I _p (m ⁴)	4,18E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	5,01E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	1,30E+02

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	b	z-z	c
longueur de flambement (m)	L _y =	12,200	L _z =	12,200
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,34	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,870 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,489 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 87%.

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SUPPORTANT LE PLANCHER

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DE HAUTEUR 3.50 m

Ce poteau supporte le premier plancher de hauteur 3.5 m

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
24	39.1	418.9	20.8

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{39.1}{235 * 10^3} * 10^6 = 166.38 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 166.38 \text{ cm}^3$$

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Caractéristiques géométrique du poteau (3.5 m) (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
200	200	6	6

Propriétés mécaniques du poteau (3.5 m) (PRS)								
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)
35.28	2591.12	800.34	259.11	80.03	285.81	121.65	4.26	75195

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	PRS
Matériau utilisé:	S235
f _y (N/mm ²)	235
Classe du profilé:	1

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	3,53E-03	W _{el,y} (m ³)	2,59E-04
I _y (m ⁴)	2,59E-05	W _{el,z} (m ³)	0,000080034
I _z (m ⁴)	8,00E-06	W _{pl,y} (m ³)	2,86E-04
I _w (m ⁶)	7,52E-08	W _{pl,z} (m ³)	1,22E-04
I _t (m ⁴)	4,26E-08	I _p (m ⁴)	3,39E-05
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	6,72E+01
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	2,86E+01

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	b	z-z	c
longueur de flambement (m)	L _y =	3,500	L _z =	3,500
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,34	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,745 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,403 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 74.5%.

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DE HAUTEUR 6.00 m

Ce poteau supporte l'ensemble des deux planchers (hauteur 3.5 m et 6 m).

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
21	82.8	113.6	54.2

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{82.8}{235 * 10^3} * 10^6 = 352.34 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 352.34 \text{ cm}^3$$

Nous avons choisi le profilé dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Caractéristiques géométrique du poteau (6 m) (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
300	250	8	12

Propriétés mécaniques du poteau (6 m) (PRS)								
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)
62.4	9876.8	1334.53	658.45	133.45	736.79	204.35	18.08	280060

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	PRS
Matériau utilisé:	S235
f _y (N/mm ²)	235
Classe du profilé:	1

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	6,24E-03	W _{el,y} (m ³)	6,58E-04
I _y (m ⁴)	9,88E-05	W _{el,z} (m ³)	0,000133453
I _z (m ⁴)	1,33E-05	W _{pl,y} (m ³)	7,37E-04
I _w (m ⁶)	2,80E-07	W _{pl,z} (m ³)	2,04E-04
I _t (m ⁴)	3,32E-07	I _p (m ⁴)	1,12E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	1,73E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	4,80E+01

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	b	z-z	c
longueur de flambement (m)	L _y =	6,000	L _z =	6,000
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,34	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,834 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,483 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 83.4%.

VERIFICATION DES POUTRES DU PLANCHER

POUTRE DE LONGUEUR 8.10 M

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
11	214.4	144	54.2

Caractéristiques géométrique de la poutre (8.10 m) (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
450	200	15	20

Propriétés mécaniques de la poutre (8.10 m) (PRS)								
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)
141.5	45621.79	2678.2	2027.64	267.82	2350.37	422.40	151.31	1230494

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	PRS
Matériau utilisé:	S235
f _y (N/mm ²)	235
Classe du profilé:	2

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	1,42E-02	W _{el,y} (m ³)	2,03E-03
I _y (m ⁴)	4,56E-04	W _{el,z} (m ³)	0,00026782
I _z (m ⁴)	2,68E-05	W _{pl,y} (m ³)	2,35E-03
I _w (m ⁶)	1,23E-06	W _{pl,z} (m ³)	4,22E-04
I _t (m ⁴)	9,33E-07	I _p (m ⁴)	4,83E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	5,52E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	9,93E+01

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	y-y	b	z-z	c
longueur de flambement (m)	L _y =	8,100	L _z =	8,100
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,34	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,848 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,484 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 84.8%.

POUTRE DE LONGUEUR 6.70 M ET 5.30 M

Données			
Barre	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)
3	137.6	110.8	33.4

Caractéristiques géométrique de la poutre (6.7/5.3 m) (PRS)			
h (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
300	200	10	15

Propriétés mécaniques de la poutre (6.7/5.3 m) (PRS)								
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)
87	13835.25	2002.25	922.35	200.23	1037.25	306.55	53.156	405622

La vérification de la résistance avec prise en compte des instabilités se fera à base d'une programmation Excel. Les résultats de vérification sont représentés ci-dessus :

Nous effectuons la vérification suivant les Eurocodes 3.

Type de profil utilisé:	PRS
Matériau utilisé:	S235
f _y (N/mm ²)	235
Classe du profilé:	2

Les caractéristiques du profilé:

A (m ²)	8,70E-03	W _{el,y} (m ³)	9,22E-04
I _y (m ⁴)	1,38E-04	W _{el,z} (m ³)	0,000200225
I _z (m ⁴)	2,00E-05	W _{pl,y} (m ³)	1,04E-03
I _w (m ⁶)	4,06E-07	W _{pl,z} (m ³)	3,07E-04
I _t (m ⁴)	5,32E-07	I _p (m ⁴)	1,58E-04
		M _{pl,y,Rd} (mKN)	2,44E+02
		M _{pl,z,Rd} (mKN)	7,20E+01

Détermination de l'effort normal critique de flambement élastique

courbe de flambement appropriée selon l'axe	γ-γ	b	z-z	c
longueur de flambement (m)	L _y =	6,700	L _z =	6,700
facteur d'imperfection pour les courbes de flambement	α _y =	0,34	α _z =	0,49

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,901 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times N_{Rk}} + K_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,493 < 1$$

On retient au vu des résultats, que le flambement avec déversement n'est pas à craindre pour le profilé. En conclusion on peut dire que la traverse est bien dimensionnée avec un taux de travail de 90.1%.

VERIFICATION DU VOILEMENT DES ELEMENTS EN PRS

$$\overline{\lambda}_w = \frac{d/t_w}{37.4 * \varepsilon * \sqrt{K_\tau}}$$

Eléments	Voilement	Observation
	$\overline{\lambda}_w = \frac{d/t_w}{37.4 * \varepsilon * \sqrt{K_\tau}} \leq 0.8$	
Traverse	$0.29 < 0.8$	Pas de risque de voilement
Poteau de rive	$0.36 < 0.8$	Pas de risque de voilement
Poteau centrale	$0.29 < 0.8$	Pas de risque de voilement
Poteau de 6 m	$0.36 < 0.8$	Pas de risque de voilement
Poteau de 3.5 m	$0.40 < 0.8$	Pas de risque de voilement
Poutre 8.10 m	$0.32 < 0.8$	Pas de risque de voilement
Poutre de 6.7/5.3 m	$0.31 < 0.8$	Pas de risque de voilement

Annexe 6 : Calcul des assemblages

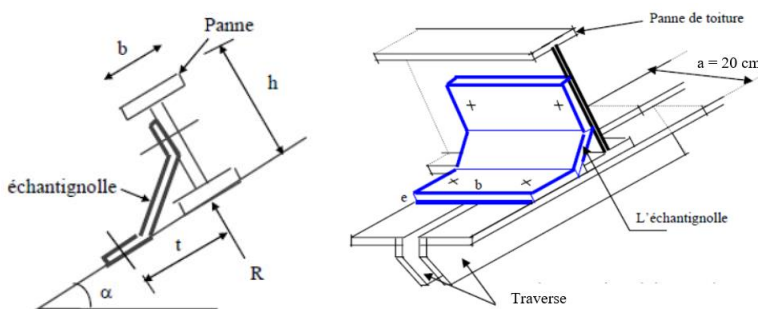
On appelle assemblage un dispositif permettant de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions.

« Vaux mieux avoir une structure mal dimensionnée et bien assemblée que le contraire », a-t-on l'habitude de dire. En effet l'assemblage constitue le tendon d'Achille dans une construction métallique. C'est pour quoi on doit lui porter une attention toute particulière.

Ainsi tous les assemblages de la structure doivent être vérifiés en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises.

ASSEMBLAGES PANNES-TRAVERSE (ECHANTIGNOLE)

Les pannes seront rattachées 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). La présentation d'un modèle est illustrée par la figure suivante :



Dimensionnement de l'échantignole

Le moment de renversement sera $M_R = R * t$ avec t l'excentrement.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : $2 * \left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3 * \left(\frac{b}{2}\right)$

Pour un IPE 100, on a : $b = 5.5 \text{ cm}$ et $h = 10 \text{ cm}$; donc : $5.5 \leq t \leq 8.25$; Soit **$t = 8 \text{ cm}$**

$$R_A = R_B = \frac{W_e * 5.1}{2} = \frac{1.63 * 5.1}{2} = 4.16 \text{ kN}$$

Calcul du moment de renversement : $M_R = R * t = 4.16 * 0.08 = 0.333 \text{ kN.m}$

Dimensionnement de l'échantignole

$$M_R < M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{M_R * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{0.333 * 1}{235 * 10^3} = 1.42 \text{ cm}^3$$

$$W_{Rd} = \frac{a * e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 * W_{Rd}}{20}} = 0.65 \text{ cm}$$

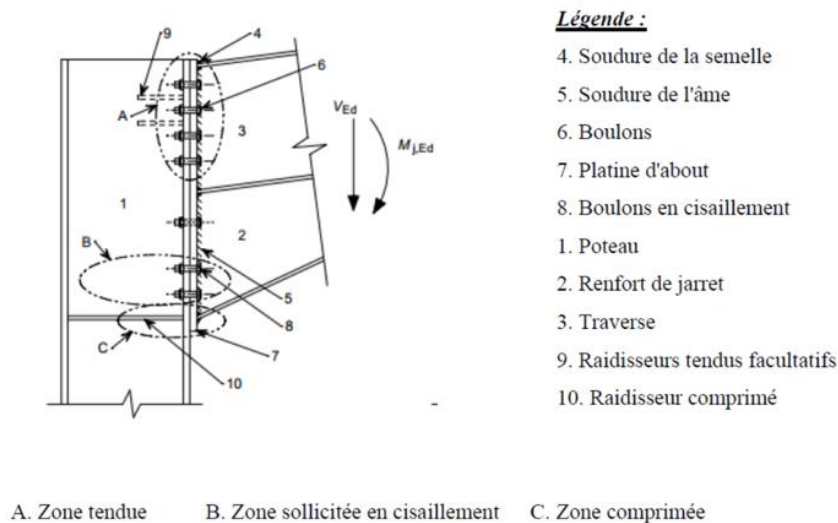
$$e = 7 \text{ mm}$$

Conclusion : nous retiendrons pour les échantignoles, une platine d'épaisseur (e) 5 mm, de longueur (t) 80 mm et de largeur (a) 20 mm

ASSEMBLAGES DES ELEMENTS DU PORTIQUE

La résistance en flexion et la résistance au cisaillement de l'assemblage dépendent des barres assemblées et des composantes de bases de l'assemblages qui contribuent à la résistance de ce dernier. Il s'agit de déterminer la section des boulons et le diamètre des boulons.

La figure suivante fournit les informations permettant d'identifier les composantes de base de l'assemblage.



Notre construction n'est pas provisoire, c'est pour une longue durée, pour cela nous optons pour les boulons de type HR (haute résistance). En effet ce sont des boulons constitués d'acier de haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon, donc perpendiculairement aux plans de contact des pièces (c'est pourquoi les boulons HR sont aussi appelés boulons précontraints).

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmet les efforts par frottement.

Le calcul des assemblages sera effectué par une feuille Excel élaborée dans ce sens en fonction des sollicitations, les choix de conception et les conditions (de pince) à vérifier.

ASSEMBLAGE TRAVERSE-POTEAUX DE RIVE

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 14 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous.

Calcul des boulons

Sollicitations					
Moment fléchissant (kN.m)		Effort tranchant (kN)		Effort normal (kN)	
117		46.6		49.8	
Hypothèses et choix					
Type de boulons		HR 8.8		Fyp	Fub
				640	800
Surface de platine (mm)		Classe C		μ	0.3
Type de tou (mm)		Ordinaire		Ks	1
Base du profilé b_f (mm)		200			
Débord-largeur (mm)		0			
Base de la platine B_p (mm)		200			
Hauteur du profilé (mm)		400			
Débord-hauteur (mm)		2x60			
Hauteur de platine (mm)		520			
Epaisseur de platine t (mm)		10			
Choix du boulon					
Section résistante calculée A_s (mm ²)		152.54		Nombre de rangés de boulons	2
Section résistante choisie (mm ²)		192			
Diamètre du boulon ϕ (mm)		18		Nombre de boulons au niveau de l'âme	8
Diamètre du trou (mm)		20			
Vérifications des conditions de pince					
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier			Vérification
e1 (mm)	40	$e1\text{ (mm)} \geq 1.2 * d_0$		24	Ok !
e2 (mm)	30	$e2\text{ (mm)} \geq 1.5 * d_0$		30	Ok !
P1 (mm)	120	$P1\text{ (mm)} \geq 2.2 * d_0$		44	Ok !
P2 (mm)	100	$P2\text{ (mm)} \geq 3 * d_0$		60	Ok !
P1 (mm)	120	$P1\text{ (mm)} \leq 14 * t$ ou 200 mm		140	Ok !
P2 (mm)	100	$P2\text{ (mm)} \leq 14 * t$ ou 200 mm		140	Ok !

ASSEMBLAGE TRAVERSE-POTEAUX CENTRAL (FAÎTAGE)

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 17 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous.

Sollicitations				
Moment fléchissant (kN.m)		Effort tranchant (kN)		Effort normal (kN)
199.8		54.9		100.7
Hypothèses et choix				
Type de boulons	HR 8.8	Fyp	Fub	
		640	800	
Surface de platine (mm)	Classe C	μ	0.3	
Type de tou (mm)	Ordinaire	Ks	1	
Base du profilé b _f (mm)	200			
Débord-largeur (mm)	50			
Base de la platine B _p (mm)	250			
Hauteur du profilé (mm)	400			
Débord-hauteur (mm)	2x75			
Hauteur de platine (mm)	550			
Epaisseur de platine t (mm)	10			
Choix du boulon				
Section résistante calculée A _s (mm²)	260.43	Nombre de rangés de boulons		2
Section résistante choisie (mm²)	303			
Diamètre du boulon φ (mm)	22	Nombre de boulons au niveau de l'âme		8
Diamètre du trou (mm)	24			
Vérifications des conditions de pince				
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification
e1 (mm)	65	e1 (mm) ≥ 1.2 * d0	28.8	Ok !
e2 (mm)	37.5	e2 (mm) ≥ 1.5 * d0	36	Ok !
P1 (mm)	120	P1 (mm) ≥ 2.2 * d0	52.8	Ok !
P2 (mm)	100	P2 (mm) ≥ 3 * d0	72	Ok !
P1 (mm)	120	P1 (mm) ≤ 14 * t ou 200 mm	140	Ok !
P2 (mm)	100	P2 (mm) ≤ 14 * t ou 200 mm	140	Ok !

ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 20 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous.

Sollicitations			
Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)	
83.7	21.2	37.7	
Hypothèses et choix			
Type de boulons	HR 8.8	Fyp	Fub
		640	800
Surface de platine (mm)	Classe C	μ	0.3
Type de tou (mm)	Ordinaire	Ks	1
Base du profilé b_f (mm)	200		
Débord-largeur (mm)	0		
Base de la platine B_p (mm)	200		
Hauteur du profilé (mm)	400		
Débord-hauteur (mm)	2x50		
Hauteur de platine (mm)	500		

Epaisseur de platine t (mm)	10			
Choix du boulon				
Section résistante calculée As (mm²)	109.12	Nombre de rangés de boulons	2	
Section résistante choisie (mm²)	115			
Diamètre du boulon φ (mm)	14	Nombre de boulons au niveau de l'âme	8	
Diamètre du trou (mm)	16			
Vérifications des conditions de pince				
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification
e1 (mm)	40	$e1 \text{ (mm)} \geq 1.2 * d0$	19.2	Ok !
e2 (mm)	25	$e2 \text{ (mm)} \geq 1.5 * d0$	24	Ok !
P1 (mm)	120	$P1 \text{ (mm)} \geq 2.2 * d0$	35.2	Ok !
P2 (mm)	100	$P2 \text{ (mm)} \geq 3 * d0$	48	Ok !
P1 (mm)	120	$P1 \text{ (mm)} \leq 14 * t \text{ ou } 200 \text{ mm}$	140	Ok !
P2 (mm)	100	$P2 \text{ (mm)} \leq 14 * t \text{ ou } 200 \text{ mm}$	140	Ok !

ASSEMBLAGE DE LA POUTRAISON DU PLANCHER

ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE (L = 8.10 m)

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 3 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous.

Sollicitations				
Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort normal (kN)		
200.6	136.6	580.5		
Hypothèses et choix				
Type de boulons	HR 8.8	Fyp	Fub	
		640	800	
Surface de platine (mm)	Classe C	μ	0.3	
Type de tou (mm)	Ordinaire	Ks	1	
Base du profilé b_f (mm)	200			
Débord-largeur (mm)	50			
Base de la platine B_p (mm)	250			
Hauteur du profilé (mm)	450			
Débord-hauteur (mm)	2x50			
Hauteur de platine (mm)	600			
Epaisseur de platine t (mm)	10			
Choix du boulon				
Section résistante calculée A_s (mm²)	272.98	Nombre de rangés de boulons	2	
Section résistante choisie (mm²)	303			
Diamètre du boulon ϕ (mm)	22	Nombre de boulons au niveau de l'âme	8	
Diamètre du trou (mm)	24			
Vérifications des conditions de pince				
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification
e1 (mm)	65	$e1 \text{ (mm)} \geq 1.2 * d_0$	28.8	Ok !
e2 (mm)	37.5	$e2 \text{ (mm)} \geq 1.5 * d_0$	36	Ok !
P1 (mm)	120	$P1 \text{ (mm)} \geq 2.2 * d_0$	52.8	Ok !

P2 (mm)	100	$P2 (mm) \geq 3 * d0$	72	Ok !
P1 (mm)	120	$P1 (mm) \leq 14 * t$ ou 200 mm	140	Ok !
P2 (mm)	100	$P2 (mm) \leq 14 * t$ ou 200 mm	140	Ok !

ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE (L = 6.70 m / 5.30 m)

Cet assemblage est matérialisé par le nœud 5 (voir annexe) dont les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous.

Sollicitations				
Moment fléchissant (kN.m)		Effort tranchant (kN)		Effort normal (kN)
137.6		110.8		418.9
Hypothèses et choix				
Type de boulons	HR 8.8	Fyp	Fub	
		640	800	
Surface de platine (mm)	Classe C	μ	0.3	
Type de tou (mm)	Ordinaire	Ks	1	
Base du profilé b _f (mm)	200			
Débord-largeur (mm)	0			
Base de la platine B _p (mm)	200			
Hauteur du profilé (mm)	300			
Débord-hauteur (mm)	2x50			
Hauteur de platine (mm)	450			
Epaisseur de platine t (mm)	10			
Choix du boulon				
Section résistante calculée A _s (mm ²)	270.83	Nombre de rangés de boulons	2	
Section résistante choisie (mm ²)	303			
Diamètre du boulon ϕ (mm)	22	Nombre de boulons au niveau de l'âme	8	
Diamètre du trou (mm)	24			
Vérifications des conditions de pince				
Désignations	Valeurs déterminées	Conditions de pince à vérifier		Vérification
e1 (mm)	40	$e1\text{ (mm)} \geq 1.2 * d0$	28.8	Ok !
e2 (mm)	37.5	$e2\text{ (mm)} \geq 1.5 * d0$	36	Ok !
P1 (mm)	120	$P1\text{ (mm)} \geq 2.2 * d0$	52.8	Ok !
P2 (mm)	100	$P2\text{ (mm)} \geq 3 * d0$	72	Ok !
P1 (mm)	120	$P1\text{ (mm)} \leq 14 * t\text{ ou }200\text{ mm}$	140	Ok !
P2 (mm)	100	$P2\text{ (mm)} \leq 14 * t\text{ ou }200\text{ mm}$	140	Ok !

ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAU

Le pied de poteau a pour rôle, la transmission au massif des efforts développés dans le poteau. Il est constitué d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé, de raidisseur, d'une bêche et de tiges d'ancrage.

Suivant la conception de notre structure, nous avons deux types de pieds de poteaux : l'un pour les poteaux supportant la poutraison de la dalle et l'autre pour les poteaux du portique.

Pour le dimensionnement de la platine et du goujon on suppose que le pied de poteau est articulé

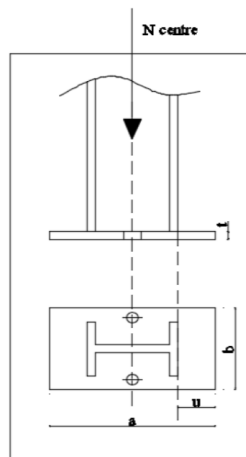
ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAU DE POUTRAISON

Calcul de la surface et épaisseur de la platine

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux. Les portions de tôle situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte-à-faux, et il faut vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des tractions exercées par le massif des fondations entre cette section et le bord libre de la platine.

Les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation.
- Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage



Paramètre de base

Effort de compression : $N = 418.9 \text{ kN}$

Béton dosé à 350 kg/m^3 : $f_{bu} = 80 \text{ daN/cm}^2$

Surface d'appui de la platine d'assise

$$f_{bu} \geq \frac{N}{a * b} \Rightarrow a * b \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{418.9}{80 * 10^{-2}} = 523.63 \text{ cm}^2$$

$$a * b \geq 523.63 \text{ cm}^2$$

La hauteur du PRS du poteau est $H_p = 300 \text{ mm}$ et sa largeur $B_p = 250 \text{ mm}$

Pour des raisons de construction, nous adoptons $u = 100 \text{ mm}$

$$a = 300 + 2 * 100 = 500 \text{ mm}$$

$$b = 250 + 2 * 100 = 450 \text{ mm}$$

$$a * b = 50 * 40 = 2250 \text{ cm}^2 > 523.63 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation

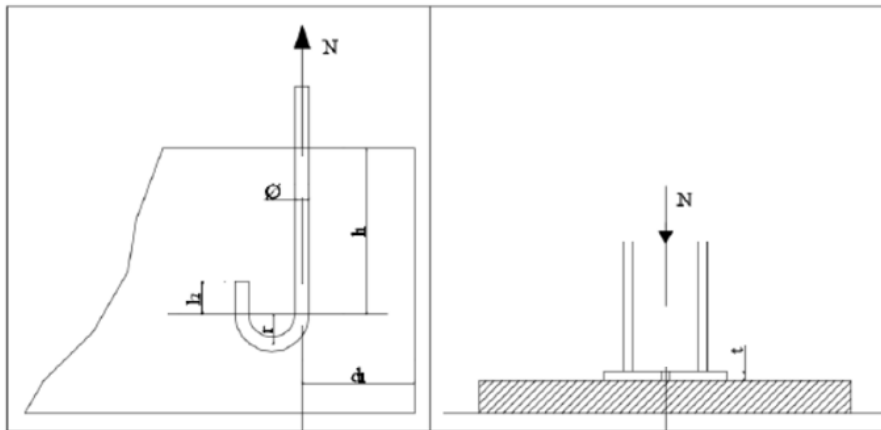
$$\sigma = \frac{N}{a * b} = \frac{418.9 * 10^{-3}}{2250 * 10^{-4}} = 1.86 \text{ MPa} < f_{bu} = 8 \text{ MPa}$$

Epaisseur de la platine

$$t \geq u * \sqrt{\frac{3 * \sigma}{f_y}} = 100 * \sqrt{\frac{3 * 1.86}{235}} = 15.41 \text{ mm}$$

$$t = 20 \text{ mm}$$

Détermination du diamètre des tiges d'ancrage (goujons)



L'effort de traction par tige d'ancrage :

Soit **6 tiges** d'ancrages

$$V = \frac{418.9}{6} = 69.82 \text{ kN}$$

L'effort admissible par scellement, dans le cas de goujons avec crosse vaut :

CM 66 (ARTICLE 5, P123)

$$V = 0.1 * \left(1 + \frac{7 * g_c}{1000}\right) * \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1}\right)^2} * (l_1 * \Phi + 6.4 * r + 3.5 * l_2)$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ (Dosage du ciment)
- $r = 3 * \Phi$; $l_1 = 20 * \Phi$; $l_2 = 2 * \Phi$

Ce qui nous donne une équation du second degré :

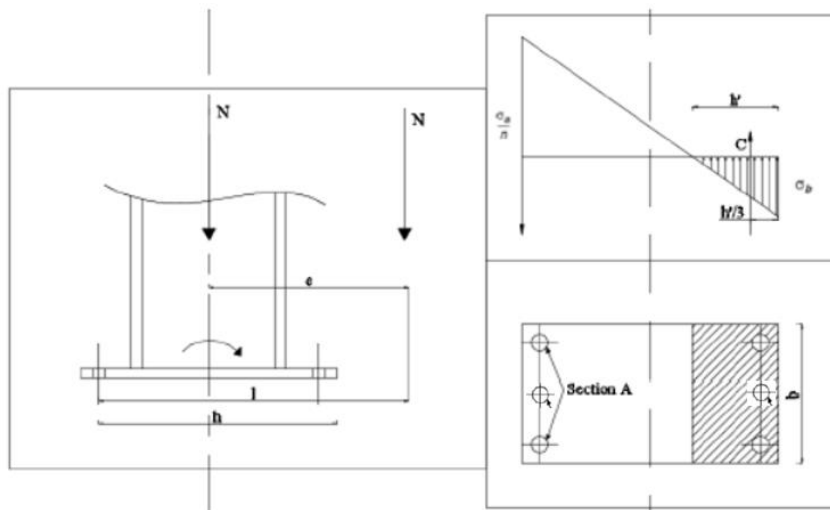
$$0.1 * \left(1 + \frac{7 * 350}{1000}\right) * \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250}\right)^2} * (20 * \phi + 19.2 * \phi + 7 * \phi) = 6982$$

On a donc : $\phi \geq 22.84 \text{ mm}$

On choisit donc $\phi = 24 \text{ mm}$ de classe 8.8

Vérification

Dans notre cas les pieds de poteau sont sollicités par des efforts normal centré N et des moments flexion M . Ce qui fait que les boulons situés sur le côté gauche de l'effort N sont soumis à des efforts de tractions et le béton situé sur le côté droit de l'effort N est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire (voir figure ci-dessous).



Avec :

$$l = 500 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

$$M = 39.1 \text{ kN.m}$$

$$N = 418.9 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{39.1}{418.9} = 0.093 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 24^2}{4} = 4.91 \text{ cm}^2$$

Détermination de h'

A l'équilibre des forces on a : $N + T = C$

Avec :

N : Effort normal

T : Effort de traction

C : Effort de compression

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

$$h'^3 + 3 * \left(50 - h'^2 + 90 * 4.91 * \frac{50}{45} * h' - 90 * 4.91 * \frac{50}{45} * 45 \right) = 0$$

La résolution de l'équation nous donne : $h' = 29.40 \text{ cm}$

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{2 * N * l}{b * h' * \left(h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 * 418.9 * 50}{40 * 29.4 * \left(45 - \frac{23.69}{3} \right)} = 10.12$$

$\sigma_b = 10.12 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

Vérification des goudjons à la traction

$$\sigma_a = \frac{N}{A} * \frac{l - h - \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} = \frac{418.9}{4.91} * \frac{50 - 45 - \frac{29.4}{3}}{45 - \frac{29.4}{3}} = -110.08$$

$\sigma_a = 110.1 \text{ MPa} < 800 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAU DE PORTIQUE

Calcul de la surface et épaisseur de la platine

Paramètre de base

Effort de compression : $N = 580.5 \text{ kN}$

Béton dosé à 350 kg/m^3 : $f_{bu} = 80 \text{ daN/cm}^2$

Surface d'appuis de la platine d'assise

$$f_{bu} \geq \frac{N}{a * b} \Rightarrow a * b \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{580.5}{80 * 10^{-2}} = 725.63 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{a * b \geq 725.63 \text{ cm}^2}$$

La hauteur du PRS du poteau est $H_p = 400 \text{ mm}$ et sa largeur $B_p = 250 \text{ mm}$

Pour des raison de construction, nous adoptons $u = 100 \text{ mm}$

$$a = 400 + 2 * 100 = 600 \text{ mm}$$

$$b = 250 + 2 * 100 = 450 \text{ mm}$$

$$a * b = 60 * 45 = 2700 \text{ cm}^2 > 725.63 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation

$$\sigma = \frac{N}{a * b} = \frac{580.5 * 10^{-3}}{2700 * 10^{-4}} = 2.15 \text{ MPa} < f_{bu} = 8 \text{ MPa}$$

Epaisseur de la platine

$$t \geq u * \sqrt{\frac{3 * \sigma}{f_y}} = 100 * \sqrt{\frac{3 * 2.15}{235}} = 16.57 \text{ mm}$$

$t = 20 \text{ mm}$

Détermination du diamètre des tiges d'ancrage (goujons)

L'effort de traction par tige d'ancrage :

Soit 6 tiges d'ancrages

$$V = \frac{580.5}{6} = 96.75 \text{ kN}$$

L'effort admissible par scellement, dans le cas de goujons avec crosse vaut :

CM 66 (ARTICLE 5, P123)

$$V = 0.1 * \left(1 + \frac{7 * g_c}{1000}\right) * \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} * (l_1 * \phi + 6.4 * r + 3.5 * l_2)$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ (Dosage du ciment)
- $r = 3 * \phi$; $l_1 = 20 * \phi$; $l_2 = 2 * \phi$

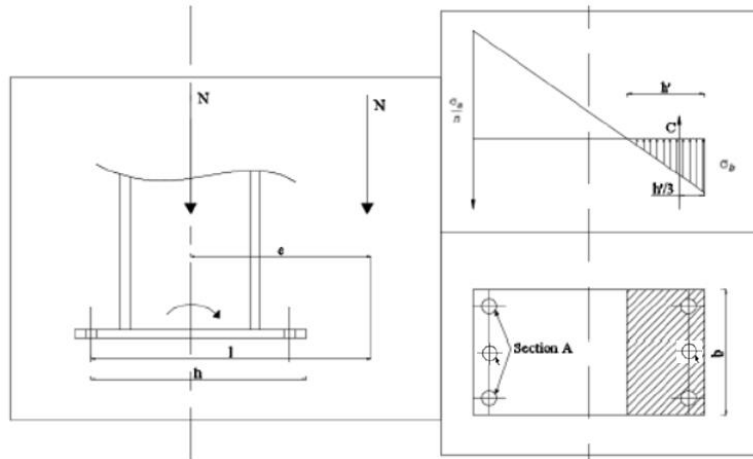
Ce qui nous donne une équation du second degré :

$$0.1 * \left(1 + \frac{7 * 350}{1000}\right) * \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250}\right)^2} * (20 * \phi + 19.2 * \phi + 7 * \phi) = 9675$$

On a donc : $\phi \geq 23.68 \text{ mm}$

On choisit donc $\phi = \mathbf{24 \text{ mm de classe 8.8}}$

Vérification



Avec :

$$l = 600 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$$

$$M = 57.9 \text{ kN.m}$$

$$N = 580.5 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{57.9}{580.5} = 0.10 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 25^2}{4} = 4.91 \text{ cm}^2$$

Détermination de h'

A l'équilibre des forces on a : $N + T = C$

Avec :

N : Effort normal

T : Effort de traction

C : Effort de compression

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

$$h'^3 + 3 * 60 - h'^2 + 90 * 4.91 * \frac{60}{45} * h' - 90 * 4.91 * \frac{60}{45} * 55 = 0$$

La résolution de l'équation nous donne : $h' = 26.0 \text{ cm}$

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{2 * N * l}{b * h' * \left(h - \frac{h'}{3}\right)} = \frac{2 * 580.5 * 60}{45 * 26.0 * \left(55 - \frac{26.0}{3}\right)} = 12.85$$

$\sigma_b = 12.85 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

Vérification des goudjons à la traction

$$\sigma_a = \frac{N}{A} * \frac{l - h - \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} = \frac{580.5}{4.91} * \frac{60 - 55 - \frac{26.0}{3}}{55 - \frac{26.0}{3}} = -93.56$$

$\sigma_a = 93.56 \text{ MPa} < 800 \text{ MPa}$ Condition vérifiée !

SOUDAGE DES ELEMENTS

Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties. Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes ; cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé.

Dans ce projet, nous avons deux types de soudure :

- Cordons frontaux : lorsque l'effort sollicitant est perpendiculaire au cordon de soudure

$$a \geq \frac{\beta_w * \gamma_{MW}}{\sqrt{L_i}} * \frac{N_{solli,s} * \sqrt{2}}{f_u}$$

- Cordons latéraux : lorsque l'effort sollicitant est parallèle au cordon de soudure

$$a \geq \frac{\beta_w * \gamma_{MW}}{\sqrt{L_i}} * \frac{N * \sqrt{3}}{f_u}$$

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

	Traverse- Poteau central	Traverse- Poteau de rive	Traverse- Traverse	Poteau- poutre 8,10 m	Poteau- poutre 6,70/5,30 m
Cordon latéral (Soudure de l'âme)					
Vsolli	54,9	46,6	21,2	136,6	110,8
Somme des (Li) (mm)	746	746	746	746	746
Gorge de soudure a (mm) ≥	0,354	0,301	0,137	0,881	0,715
(a)max (mm)	7	7	7	7	7
Plus petit a (mm)	3	3	3	3	3
choix de a (mm)	3	3	3	3	3
Cordon frontal (Soudure de la semelle)					
Nsolli,s	518,96	303,90	217,40	466,51	482,81

Somme des (li)	385	385	385	385	390
Gorge de soudure a (mm) $\geq$	5,3	3,1	2,2	4,8	4,9
(a)max (mm)	7	7	7	7	7
Plus petit a (mm)	3	3	3	3	3
choix de a (mm)	6	4	3	5	5

Soudage des profilés reconstitués soudés PRS

Il s'agit du soudage entre l'âme et les semelles du PRS « Cordon latéral ». d'après le tableau ci-dessus, nous choisissons une gorge de soudure $a = 6 \text{ mm}$

Autres soudages

Pour les autres travaux de soudage (platines, montages de certains éléments, ...), nous choisissons une gorge de soudure $a = 4 \text{ mm}$

Annexe 7 : Dimensionnement de la partie en BA

Les semelles ont pour rôle principal de supporter les charges de la superstructure et de les transmettre au sol d'assise. Il contribue également à la stabilité de l'ouvrage par rapport à l'effet du vent qui tendent à le renverser.

Conformément aux données géotechniques qui situe le « bon » sol d'assise à une profondeur minimale de 1.5 m, il devient nécessaire pour nous d'envisager des potelets en BA de sorte que le profilé (poteau) ne soit pas enterré dans le sol pour éviter les risques de corrosion des poteaux qui entraînera la ruine de la structure. De ce fait, nos semelles seront constituées de deux (02) éléments : un potelet en BA et une semelle. Aussi avons-nous une longrine qui supportera un muret de 1.8 m de haut conformément aux plans architecturaux.

Le dimensionnement se fera à l'aide de feuille Excel élaborée suivant le BAEL 91 modifié 99.

DIMENSIONNEMENT DE LA LONGRINE

Elle est dimensionnée comme une poutre rectangulaire en flexion simple.

Pré-dimensionnement

Critère de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 * h < b < 0.8 * h \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} h: \text{la hauteur de la poutre} \\ b: \text{la base de la poutre} \\ L: \text{la portée de la poutre} \end{array} \right.$$

La plus grande portée de longrine est de 8.10 m ; ainsi on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{8.10}{15} \leq h \leq \frac{8.10}{10} \Rightarrow 0.54 \leq h \leq 0.81 \text{ soit } h = 65 \text{ cm} \\ 0.4 * h < b < 0.8 * h \Rightarrow 26 \leq h \leq 52 \text{ soit } h = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification BAEL

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 65 > 30 \text{ cm} \\ 30 > 20 \text{ cm} \\ 2.16 < 4 \end{array} \right. \quad \text{..... Condition vérifiée !}$$

Donc la section adoptée pour les longrines est [65x30] cm²

Dimensionnement

Descente de charge

Désignation	Charge	Charge linéaire
Poids propre de la longrine	25 kN/m ³	4.875 kN/m
Muret en BTC	2.98 kN/m ²	5.36 kN/m
Dallage	25 kN/m ³	2.25 kN/m
Total		12.49 kN/m

Données		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b = 0,30 m

	Hauteur utile des aciers tendus	d = 0,60 m
	Hauteur utile des aciers comprimés (si nécessaire)	d' = 0,05 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe = 500 MPa	
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 = 25 MPa	
Moment de service	Mser = 0,102 MN.m	
Conditions de fissuration (1) FP , (2) FTP	Type : 1	

Calcul des contraintes admissibles

Contrainte de compression du béton	(0.6 x Fc28)	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
Contrainte limite de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj) ^{1/2})))			
	FTP = 0.80 x σ_{st} (FP)	$\sigma_{st} =$	250,00	MPa

Paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre	$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$\alpha =$	0,474	
Ordonnée de la fibre neutre	d x α	y =	0,284	m
Bras de levier du couple interne	d - (y / 3)	Zb =	0,505	m
Moment résistant du béton de service	0.5 x σ_{bc} x b x α (1 - (α / 3)) x d ²	Mrbser =	0,323	MN.m
Etat limite de compression du béton	si Mrbser > Mser			
	=>> Pas d'aciers comprimés			
	si Mrbser < Mser	Système d'armatures retenu		
	=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		

Détermination des sections théoriques d'aciers

Section des aciers tendus	si pas d'aciers comprimés =>>			
	Mser / (σ_{st} x Zb)			
	si aciers comprimés nécessaires =>>			
	[Mrbser / (σ_{st} x Zb)] + [(Mser - Mrbser) / (σ_{st} x (d - d'))]	Ast =	25,58	cm ²
Choix d'une section commerciale	Lit n° 1	Choix 1 :	4 HA 25	
	Lit n° 2	Choix 2 :	4 HA 16	
	Lit n° 3	Choix 3 :	*	
Contrainte des aciers comprimés	15 x [(σ_{bc} x (y - d')) / y]	$\sigma_{sc} =$	0,00	MPa
Section des aciers comprimés	(Mser - Mrbser) / (σ_{sc} x (d - d'))	Asc =	0,00	cm ²

Conclusion : nous choisissons : $\left\{ \begin{array}{l} 4HA25 \text{ pour le lit 1} \\ 4HA14 \text{ pour le lit 2} \\ 4HA12 \text{ pour acier de construction} \end{array} \right.$

NB : Dessin de ferrailage voir annexe.

DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES

Comme défini plus haut, les charges sont transmises à la semelle par un potelet en BA. Il convient ainsi de dimensionner d'abord le potelet et ensuite la semelle isolée.

DIMENSIONNEMENT DU POTELET EN BA

Etant donné que le potelet supporte les poteaux, ses dimensions doivent être légèrement supérieures à celles des platines à la base des poteaux. Prenons une sur-largeur de 50 mm

Les dimensions des potelets sont données dans le tableau ci-dessous :

Type de potelets	Dimensions de la platine	Dimensions du potelet
Potelets sous plancher	500x450 mm	600x550 mm
Potelets sous portique	600x450 mm	700x550 mm

DIMENSIONNEMENT DU POTELET SOUS PLANCHER

Descente de charge

Désignation	Charge	Charge ponctuelle
Modélisation	-	418.9 kN
Charge depuis la longrine	12.49 kN/m x 7.39 m	92.30 kN
Poids propre du potelet	25x0.6x0.55x1.0	8.25 kN
Total		$N_u = 554.64$

Données					
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,60	m	
	Petit côté du poteau	a =	0,55	m	
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	500	MPa	
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	25	MPa	
Hauteur d'étage		Lo =	1	m	
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	2		
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,555	MN	
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj				
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>>> K= 1.1		Coefficient réducteur			
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>>> K= 1		K =	1		
Résultats					
Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	2,30	m	
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini =	0,008319	m ⁴	
Aire de la section	$(a \times b)$	B =	0,3300	m ²	
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br =	0,3074	m ²	
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	0,70	m	
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i =	0,1588	m	
Elancement	(Lf / i)	$\lambda =$	4,41		
Control : Elancement <70		Control :	vérifié		
Coefficient d'elancement	si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$	$\square$			
	si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	$\alpha =$	0,847		
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - (Br \times Fc28) / 1.35] \times (1.15 / Fe)$	Ath =	-115,86	cm ²	
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi =	165,00	cm ²	
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	9,20	cm ²	
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié		

Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles	Choix 1 :	4 HA 14	
	Choix des filants intermédiaires sur b	Choix 2 :	2 HA 12	
	Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 3 :	2 HA 12	
Diamètre des armatures comprimées		$\phi_l =$	14	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	$\phi_t =$	6	mm
Espacement des aciers transversaux	si $A_{th} < A_{sc}$: $St = \min (a+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$			
	sinon : $St = \min (a+10 \text{ cm} ; 15 \phi_l ; 40 \text{ cm})$	$St =$	40	cm
Jonctions par recouvrement	$l_r = 0.6 l_s$ (soit 24 ϕ_l pour HA 400)			
	(soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	$L_r =$	42	cm
Dispositions constructives				
Espacement maxi des aciers comprimés	$e < (a + 10 \text{ cm})$		vérifié	
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35 \Rightarrow$ Asc à placer dans les angles			
	si $\lambda > 35 \Rightarrow$ Asc à placer le long de b		vérifié	

Conclusion : nous choisissons :

$$\begin{cases} 4HA16 & \text{comme filants dans les angles} \\ 2HA12 & \text{comme filants sur le côté b} \\ 2HA12 & \text{comme filants sur le côté a} \\ HA6 & \text{comme cadre et étrillés} \end{cases}$$

NB : Dessin de ferrailage voir annexe.

DIMENSIONNEMENT DU POTELET SOUS PORTIQUE

Descente de charge

Désignation	Charge	Charge ponctuelle
Modélisation	-	580.5 kN
Charge depuis la longrine	12.49 kN/m x 7.39 m	92.30 kN
Poids propre du potelet	25x0.7x0.55x1.0	9.62 kN
Total		$N_u = 718.10 \text{ kN}$

Données				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,70	m
	Petit côté du poteau	a =	0,55	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	500	MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	25	MPa
Hauteur d'étage		Lo =	1	m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	2	
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,718	MN
Nu/2 appliq. avt 28 j $\Rightarrow K= 1.2 \Rightarrow$	On remplace Fc28 par Fcj			
Nu/2 appliq. avt 90 j $\Rightarrow K= 1.1$		Coefficient réducteur		
Nu/2 appliq. aps 90 j $\Rightarrow K= 1$		K =	1	
Résultats				
Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	2,50	m

Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	$I_{\text{mini}} =$	0,009705	m ⁴
Aire de la section	$(a \times b)$	$B =$	0,3850	m ²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	$Br =$	0,3604	m ²
Longueur de flambement	si poteau de rive : $L_f = L_o$, sinon $L_f = 0,7 L_o$	$L_f =$	0,70	m
Rayon de giration	$(I_{\text{mini}} / B)^{1/2}$	$i =$	0,1588	m
Elancement	(L_f / i)	$\lambda =$	4,41	
Control : Elancement <70		Control :	vérifié	
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$	$\square$		
	si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	$\alpha =$	0,847	
Section théorique d'acier	$[(N_u / \alpha) - ((Br \times F_{c28}) / 1.35)] \times (1.15 / F_e)$	$A_{th} =$	-134,01	cm ²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	$A_{\text{maxi}} =$	192,50	cm ²
Section de calcul minimale	$\max(0.2 \% B ; 4 \times u ; A_{th})$	$A_{sc} =$	10,00	cm ²
Control : $A_{sc} < A_{\text{maxi}}$		Control :	vérifié	
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles	Choix 1 :	4 HA 16	
	Choix des filants intermédiaires sur b	Choix 2 :	2 HA 14	
	Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 3 :	2 HA 14	
Diamètre des armatures comprimées		$\phi_l =$	16	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	$\phi_t =$	6	mm
Espacement des aciers transversaux	si $A_{th} < A_{sc} : St = \min(a+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$			
	sinon : $St = \min(a+10 \text{ cm} ; 15 \phi_l ; 40 \text{ cm})$	$St =$	40	cm
Jonctions par recouvrement	$l_r = 0.6 l_s$ (soit 24 ϕ_l pour HA 400)			
	(soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	$L_r =$	48	cm
Dispositions constructives				
Espacement maxi des aciers comprimés	$e < (a + 10 \text{ cm})$		vérifié	
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35 \Rightarrow$ Asc à placer dans les angles			
	si $\lambda > 35 \Rightarrow$ Asc à placer le long de b		vérifié	

Conclusion : nous choisissons : $\begin{cases} 4HA16 & \text{comme filants dans les angles} \\ 2HA14 & \text{comme filants sur le côté b} \\ 2HA14 & \text{comme filants sur le côté a} \\ HA6 & \text{comme cadre et étrillés} \end{cases}$

NB : Dessin de ferrailage voir annexe.

DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SOUS PLANCHER

De la modélisation on a : $\begin{cases} N_{ser} = 391.85 \text{ kN} \\ N_u = 555.64 \text{ kN} \end{cases}$

Données				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,6	m

	Petit côté du poteau	a =	0,55	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	500	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,392	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,556	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	1	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	

Résultats

Aire approchée de la surface portante	(Nu / q.sol)	S1 =	2,78	m ²
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> =>			
	$A1 = (S1 \times (a / b)) ^{1/2}$			
	$B1 = (S2 \times (b / a)) ^{1/2}$	Débord A =	0,52	m
	<u>Débord constant</u> =>	Débord B =	1,74	m
	$Débord = [(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$	A1 =	1,60	m
	$A1 = a + (2 \times débord) , B1 = b + (2 \times débord)$	B1 =	1,74	m
Choix des dimensions	A > A1	A =	1,80	m
	B > B1	B =	1,80	m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5 \text{ cm}$			
	Si débord < 15 cm => $(2 \times débord) + 5 \text{ cm}$	Ht mini =	0,35	m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,40	m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d =	0,35	m

Contrôle de la contrainte admissible du sol

Aire de la surface portante	(A x B)	S =	3,24	m ²
Poids propre de la semelle	(A x B x Ht x 0.025)	Pp =	0,0324	MN
Charge totale sur le sol	(Nu + Pp)	N =	0,5884	MN
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	q' =	0,182	MPa
Contrôle	(q' < q)		vérifié	

Détermination des aciers tendus

Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \text{mini} (2/3 Fe ; \text{maxi} (1/2 Fe ; 110 \times ((\eta \times Ftj)^{1/2})))$			
	$FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} =$	250,00	MPa
Nappe inférieure	$(Nser / 8) \times ((B - b) / (d \times \sigma_{st}))$	Ax // b =	6,72	cm ²
Nappe supérieure	$(Nser / 8) \times ((A - a) / (d \times \sigma_{st}))$	Ay // a =	7,00	cm ²
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	Ax =>	10HA10	
		Ay =>	10HA10	

Conclusion : nous avons : $\begin{cases} B = 1.80 \text{ m} \\ A = 1.80 \text{ m} \\ H = 40 \text{ cm} \\ 10H10 \text{ suivant A et B} \end{cases}$

NB : Dessin de ferrailage voir annexe.

DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SOUS PORTIQUE

De la modélisation on a : $\begin{cases} N_{ser} = 505.92 \text{ kN} \\ N_u = 718.10 \text{ kN} \end{cases}$

Données				
Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,7	m
	Petit coté du poteau	a =	0,55	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	500	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,506	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,718	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	1	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
Résultats				
Aire approchée de la surface portante	(Nu / q.sol)	S1 =	3,59	m ²
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> =>			
	$A1 = (S1 \times (a / b))^{1/2}$			
	$B1 = (S2 \times (b / a))^{1/2}$	Débord A =	0,56	m
	<u>Débord constant</u> =>	Débord B =	2,14	m
	Débord = $[(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$	A1 =	1,68	m
	$A1 = a + (2 \times \text{débord}), B1 = b + (2 \times \text{débord})$	B1 =	2,14	m
Choix des dimensions	A > A1	A =	1,80	m
	B > B1	B =	2,50	m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5 \text{ cm}$			
	Si débord < 15 cm => $(2 \times \text{débord}) + 5 \text{ cm}$	Ht mini =	0,50	m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,55	m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d =	0,50	m
Contrôle de la contrainte admissible du sol				
Aire de la surface portante	(A x B)	S =	4,50	m ²
Poids propre de la semelle	(A x B x Ht x 0.025)	Pp =	0,0619	MN
Charge totale sur le sol	(Nu + Pp)	N =	0,7799	MN
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	q' =	0,173	MPa
Contrôle	(q' < q)		vérifié	

Détermination des aciers tendus				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	$F_{t28} =$	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \min (2/3 F_e ; \max (1/2 F_e ; 110 \times ((\eta \times F_{tj})^{1/2})))$			
	$FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} =$	250,00	MPa
Nappe inférieure	$(N_{ser} / 8) \times ((B - b) / (d \times \sigma_{st}))$	$A_x // b =$	9,11	cm ²
Nappe supérieure	$(N_{ser} / 8) \times ((A - a) / (d \times \sigma_{st}))$	$A_y // a =$	6,33	cm ²
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	$A_x \Rightarrow$	10HA12	
		$A_y \Rightarrow$	10HA10	

Conclusion : nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 2.50 \text{ m} \\ A = 1.80 \text{ m} \\ H = 55 \text{ cm} \\ 10H12 \text{ suivant } B \\ 10HA10 \text{ suivant } A \end{array} \right.$$

NB : Dessin de ferrailage voir annexe.

DIMENSIONNEMENT DU DALLAGE

CONCEPETION DE LA DALLE

La conception d'un sol industriel n'est pas un problème simple. La prise en compte de l'interaction entre la dalle et son support, le calcul de l'épaisseur de la dalle, la mise au point de la composition du béton, armé ou non de fibres ou d'armatures classiques, la définition du type et du nombre de joints constituent autant de facettes à ne pas négliger

Un sol industriel en béton de ciment requiert des caractéristiques particulières. Parmi les principales, nous citerons : une bonne capacité portante ; une bonne planéité ; une résistance à l'usure et donc au 'poussiérage' requise pour la circulation sans heurt et sans poussière des engins de manutention et autres véhicules ; une résistance suffisante aux chocs ; une résistance aux agressions chimiques ; une étanchéité vis-à-vis des liquides ; un caractère antidérapant ; une bonne isolation électrique, acoustique et thermique. Un sol industriel est conçu comme un système multicouche où chaque couche assure une partie des exigences requises.

Afin d'éviter une fissuration erratique (désordonnée) résultant du retrait hygrothermique (dû à l'évaporation de l'eau), un sol industriel est généralement divisé en dalles.

La conception de sols ne se limite pas au dimensionnement en fonction des charges et du support. Les exigences fonctionnelles (tolérances du parachèvement), les techniques de mise en œuvre et les conditions climatiques dans lesquelles le sol sera utilisé (variations de température, ensoleillement) revêtent tout autant d'importance. Un sol n'offrira une performance acceptable que

dans la mesure où tous les aspects conceptuels sont intégrés de manière cohérente. Ce raisonnement a donné lieu à des concepts types

- Béton non armé avec joints sciés : c'est une solution évidente et très économique pour les revêtements en béton soumis à des contraintes légères sur support présentant une bonne capacité portante. Lorsqu'il n'est guère soumis à des tensions de flexion, un tel revêtement est en mesure de transférer directement les charges au support sans fissuration notable.

- Béton faiblement armé avec joints sciés : ce type de sol doit être considéré comme une version légèrement améliorée du sol non armé. Une certaine amélioration du comportement peut être obtenue en ajoutant une quantité limitée d'armature, ce qui limite le surcoût. Toutefois, il ne s'agit pas encore à proprement parler de béton armé.

- Béton renforcé de fibres d'acier avec joints sciés : de nos jours, ce concept est très populaire pour diverses raisons. Une addition d'une quantité suffisante de fibres améliore la cohésion après fissuration et permet d'obtenir par voie de conséquence une protection contre les déplacements, soit donc un effet analogue à celui de la pose d'une armature marginale. Cette quantité est fonction du type de fibres et varie de 25 à 35 kg/m³ de béton. Ce concept améliore dans le même temps la résistance à l'impact. Il y a lieu toutefois de procéder à une adaptation de la composition du béton et de recourir à une bonne technique de mélange.

- Béton armé, avec ou sans joints : on peut parler de sol en béton armé à partir d'un pourcentage d'armature supérieur à 0,15 %. (Dans un plan et dans une direction).

- Sols monolithes en béton renforcé de fibres d'acier : le même raisonnement que ci-dessus peut être appliqué au béton renforcé de fibres d'acier. En appliquant une teneur accrue en fibres d'acier (40-45 kg/m³) il est possible d'obtenir une telle maîtrise de la fissuration que la longueur d'une dalle peut être portée à 30 m et plus. Dans le cas de cette application, il est essentiel d'utiliser une qualité de béton suffisante (au min. C 30/37).

- Sols monolithes en béton précontraint : dans certains cas particuliers, les sols monolithes peuvent être conçus en béton précontraint. On pourra utiliser par exemple des câbles de précontrainte sans adhérence qui sont coulés dans le béton et mis en tension après un durcissement suffisant.

- Sols rigidifiés et sols sur pieux : en cas de support très mou, compressible, irrégulier ou douteux, il peut s'avérer nécessaire d'accroître la rigidité du sol ou de prévoir des fondations sur pilotis. Le sol prend alors la nature d'un plancher à portée libre, à la différence toutefois qu'il n'y a pas de réel danger d'effondrement. Dans beaucoup de cas, le sol fait dès lors directement partie du projet de stabilité du bâtiment.

Dans le cas notre projet, pour des raisons économiques et aussi la non présence d'engins lourds (vue le cloisonnement interne), nous avons choisi une dalle en béton non armé avec joints sciés.

DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

Les principaux paramètres intervenant dans le dimensionnement d'un sol industriel sont : la capacité portante du sol, c'est-à-dire la qualité de portance de la plate-forme support ; la résistance à la fraction du béton ; les charges exercées sur celui-ci ; la maîtrise de la fissuration suite au retrait par exemple.

On entend par capacité portante d'un sol son aptitude à résister aux charges appliquées. Dans le cas de revêtements en béton, elle est en général mesurée au moyen d'un essai à la plaque et s'exprime par le rapport (N/mm^3) entre la pression appliquée (N/mm^2) sur la plaque et son enfoncement (mm). Ce rapport, appelé module de réaction du sol, est souvent caractérisé par la lettre K. Le sol sera d'autant plus déformable que la valeur de K est faible.

Tableau 1 : Valeurs moyennes des rapports CBR et K pour une série de sols courants

Nature du sol	Déformabilité sous passage d'un essieu de 13 t	Valeur CBR (%)		Module de réaction du sol K (Westergaard) (N/mm^3)
		Nappe phréatique profonde (> 60 cm sous le terrain naturel)	Nappe phréatique superficielle ($\leq$ 60 cm sous le terrain naturel)	
Argiles fines saturées d'eau	Trafic quasiment impossible; très déformable	2 – 3	0 – 2	$\leq 0,025$
Limons argileux	Profond orniérage; très déformable	3 – 10	2 – 5	0,025 – 0,050
Sables et graves argileux ou limoneux	Peu d'orniérage; légèrement déformable	10 – 20	5 – 10	0,050 – 0,075
Sables à granulométrie régulière, graves	Très peu déformable	20 – 50	10 – 30	0,075 – 0,150
Graves compactées	Pas d'orniérage; indéformable	> 50	30 – 50	> 0,150

Dans le cadre de notre projet nous sommes en présence d'un sol de graves compactées d'où un module de réaction du sol de 0.15 n/mm^3 .

EPAISSEUR DE LA DALLE

Elle est fonction des charges (concentrées et mobiles) que reprennent la dalle.

Tableau 2 : Classes de sollicitations (CSTC, 1997)

Classe	Sollicitation	Exemples d'application
I Légère	$P_{nom} \leq 15 \text{ kN/m}^2$ $F_{nom} \leq 20 \text{ kN}$	-rayonnages de 5 m de haut maximum -élévateurs, capacité d'élévation $\leq 20 \text{ kN}$ -gerbeurs, capacité d'élévation $\geq 12 \text{ kN}$ <i>A cette classe appartiennent généralement les bâtiments destinés au stationnement de voitures et les ateliers pour l'industrie légère.</i>
II Moyenne	$15 \text{ kN/m}^2 < P_{nom} < 50 \text{ kN/m}^2$ $20 \text{ kN} < F_{nom} < 100 \text{ kN}$	-rayonnages de 5 à 10 m de haut -élévateurs, capacité d'élévation de 20 à 90 kN -gerbeurs, capacité d'élévation de 12 à 50 kN <i>A cette classe appartiennent bon nombre d'entrepôts pour marchandises.</i>
III Lourde	$P_{nom} \geq 50 \text{ kN/m}^2$ $F_{nom} \geq 100 \text{ kN}$	-rayonnages de plus de 10 m de haut -élévateurs, capacité d'élévation $\geq 90 \text{ kN}$ -véhicules spéciaux (p. ex. avions) <i>A cette classe appartiennent généralement les bâtiments pour le stockage en vrac, les entrepôts avec rayonnages élevés et les ateliers pour l'industrie lourde.</i>
P_{nom} : charge uniformément répartie, valeur nominale F_{nom} : charges ponctuelles, valeur nominale; capacité d'élévation des élévateurs, gerbeurs, etc.; charge des roues pour les autres véhicules		

Suivant le tableau ci-dessus, notre bâtiment se situe dans la classe de sollicitation II (moyenne).

Le tableau ci-dessous nous permet de choisir l'épaisseur de notre dalle avec les hypothèses suivantes :

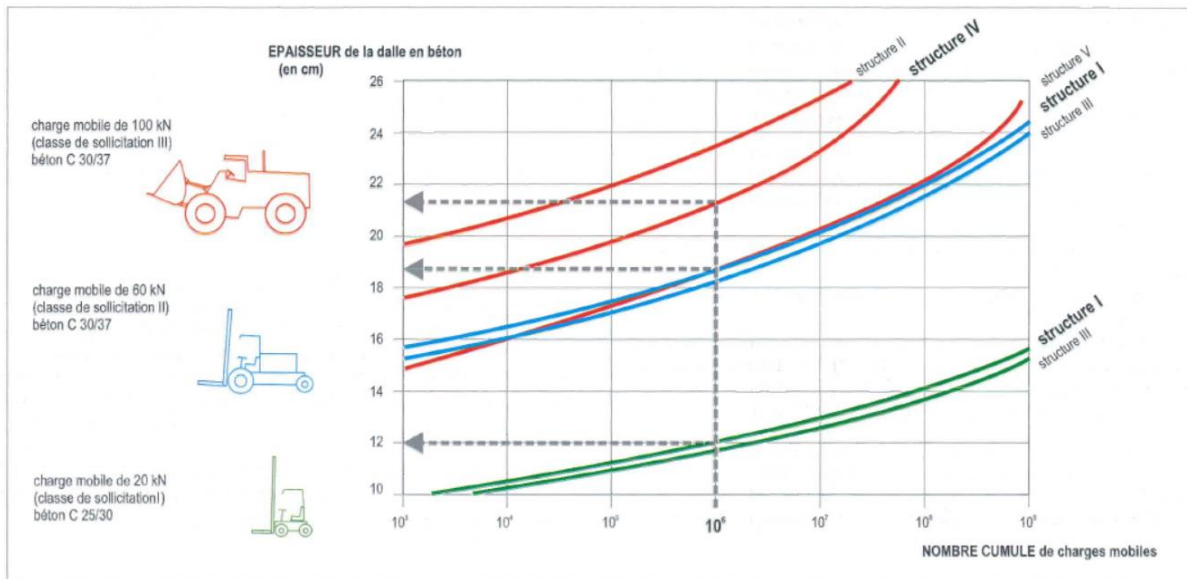
- Module de réaction du sol $K = 0,030 \text{ N/mm}^3$
- Les charges les plus importantes sont des charges mobiles
- Le nombre de charges mobiles par jour de travail circulant sur le revêtement à dimensionner : maximum 100
- Le nombre de jours de travail par an : 250

DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DE LA DALLE EN BETON

Types de structures considérées :



Détermination de l'épaisseur dans le cas d'un sol en place avec un module de réaction du sol $K = 0,030 \text{ N/mm}^2$:



Ainsi pour une structure à classe de sollicitation II (moyenne) donc charge mobile de 90 kN ; et une dalle en béton non armé (non goujonnée), on obtient une épaisseur de 18.7 cm soit une dalle de 20 cm d'épaisseur.

ESPACEMENT DES JOINTS

Les joints ont pour but de maîtriser la fissuration et de localiser celle-ci. Ils absorbent en outre le retrait et permettent le mouvement des dalles, ce qui réduit les contraintes.

L'espacement des joints dépend des propriétés de retrait du béton, des caractéristiques d'adhérence de la dalle sur son support et de l'épaisseur du revêtement. La figure suivante reprend les espacements recommandés en fonction de l'épaisseur.

Epaisseur de la dalle	Espacement des joints
12 cm	3,00 m
14 cm	3,50 m
16 cm	4,00 m
18 cm	4,50 m
20 cm	5,00 m
22 cm	5,50 m
24 cm	6,00 m
26 cm	6,00 m

Pour une dalle d'épaisseur 20 cm on a ainsi un espacement de joints de 5 m (d'où un maillage de 5x5 m). On obtient ainsi une dalle industrielle en béton non armé d'épaisseur 20 cm avec un espacement de joints de 5 m.

Annexe 8 : Etude d'impact environnemental

Tout projet, toute modification de la nature à un impact sur l'environnement. Il est donc plus que nécessaire sur tout projet d'effectuer une étude d'impact environnemental en vue de localiser les points néfastes sur l'environnement et de trouver des solutions appropriées.

La réalisation d'étude d'impact environnemental et social (EIES) pour un projet revient à élaborer un dossier qui met en lumière les conséquences environnementales et (ou les dangers) d'un projet pour limiter, atténuer et/ou compenser les impacts environnementaux.

Les principaux enjeux du projet sont présentés dans le tableau ci-dessous

Enjeux	Description
Environnement	▪ Pression sur les ressources naturelles ; ▪ Pollution des ressources naturelles ; ▪ Gestion de déchets ; ▪ Nuisances dues aux travaux
Social	▪ Problème de conflits fonciers ▪ Afflux non contrôlé de population ▪ Santé publique ▪ Sécurité des employés ▪ Sécurité des entreprises en charge des travaux
Culturel	▪ Préservation du patrimoine culturel et archéologique ; ▪ Modification des coutumes et des traditions et les valeurs culturelles
Économique	▪ Inflation générée par le projet ▪ Retombées économiques locales et régionales du projet ▪ Économie des ménages

EVALUATION DES IMPACTS

Composantes affectées	Phases du projet	Source d'impact	Description des impacts
Milieu biophysique			
Ressources en eau	Phase de construction Phase d'exploitation	Fonction d'eau Contamination des ressources en eau souterraine et superficielle.	Risque d'affaissement des ressources en eau souterraine. Déversement des diverses substances (huile, graisses, hydrocarbures et métaux) issus du chantier et pendant l'exploitation.

Qualité de l'air	Phase de construction	Poussières	Exposition des riverains à des fines particules par le biais de poussières ;
	Phase d'exploitation	Gaz CO CO2 Nox	Exposition de façon prolongée de gaz d'échappement issus de la combustion des hydrocarbures.
Végétation	Phase de construction	Déblaiement des plantes herbacées.	Coupe d'arbre et d'herbe sur le site d'installation de l'ouvrage.
Faune	Phase de construction	Bruit	Bruit permanent dû aux passages des camions et engins perturberont l'avifaune.
		Destruction des arbustes Modification du paysage.	Destruction des arbustes provoquera une perte d'habitat pour certains oiseaux et pour la microfaune.
Paysage	Phase de construction	Modification du paysage	
Milieu humain			
Impacts environnementaux	Phase de construction	Impacts sonores	Travaux préparatoires des emprises et des travaux connexes.
	Phase d'exploitation		Bruits provenant des engins, des moteurs et de la circulation de l'air.
Santé et sécurité et bien-être des populations	Phase de construction	Travaux de construction et la présence de la main d'œuvre dans la zone	Accident de travail et naissance des nouvelles maladies cardio-vasculaires et aussi des maladies sexuellement transmissibles.
	Phase d'exploitation		Electrification de la zone de projet
Activités socioéconomiques	Phase d'exploitation	Travaux de construction	Créations d'emploi direct pour les jeunes de la zone (villages riverains), réduction de l'exode rural. Accroissement à court terme et à long terme des activités économiques dans la zone.

BILAN DES IMPACTS POSITIFS ET NEGATIFS

Ce bilan qu'on peut aussi appeler matrice d'identification des impacts potentiels présente les impacts potentiels sur chaque composante environnementale à chacune des phases de construction des différents ouvrages du projet. L'importance de l'impact est de déterminer à partir des interactions entre l'intensité, le délai d'apparition et la durée de l'impact. Le signe (+) implique que l'impact en question est positif tandis que le signe (-) représente un impact négatif. Une même action en peut avoir un impact positif et négatif sur une composante. La parenthèse indique que la mise en place d'une mesure peut permettre de minimiser ou d'éliminer l'impact négatif. Pour une compréhension, sans ambiguïté, nous avons dressé une légende qui se présente comme suit :

Impacts positifs :

(+) : Impact positif de faible intensité

(++) : Impact positif de moyenne intensité

(+++): Impact positif de forte intensité

Impacts négatifs :

(-) : Impact négatif de faible intensité

(- -) : Impact négatif de moyenne intensité

(- - -) : Impact négatif de forte intensité

(0) : Pas d'impact

Activités sources d'impact	Composantes environnementales									
	Milieu biophysique						Milieu humain			
	Sols	Eaux	Air	Faune	Végétation	paysage	Circulation	Environne acoustique	Sante sécurité	Socioéconomique
Aménagement des installations et repli du chantier atelier.	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(0)	(-)	(-)(+ +)	(+ + +)
Préparation de milieu récepteur (déboisement débroussaillage, décapage excavation, terrassement).	(- - -)	(- - -)	(- - -)	(- -)	(-)	(- -)	(- -)	(-)	(-)	(+)
Transport et la circulation (déplacement de la main d'œuvre, de la machinerie et des matériaux de construction	(- -)	(-)	(- -)	(- -)	(- -)	(-)	(0)	(--)	(--)	(++)
La construction et l'aménagement de l'ouvrage	(- -)	(-)	(0)	(--)	(--)	(-)	(++)	(0)	(-)	(+ +)

MESURES D'ATTENUATION

Les mesures d'atténuation que nous proposons s'appliquent à l'ensemble des interventions pour la réalisation de l'ouvrage ; l'objectif que nous nous sommes fixé étant de zéro (0) accident à travers une sécurisation des travailleurs, une réduction d'impact négatif sur le milieu humain (Population), une maximisation des interventions favorisant les impacts positifs et enfin une meilleure protection du milieu biophysique.

C'est ainsi que le tableau ci-dessous présent, selon l'étude d'impact environnemental et social (EIES), les impacts négatifs et les mesures d'atténuations qui doivent être mise en œuvre.

Milieux	récepteurs	Activités sources d'impacts	Impacts potentiels	Mesures d'atténuation	Responsables chargés de mise en œuvre
Milieux biophysique	Eaux	-Travaux de terrassement sur le site -Circulation des gros engins	-Répercussions sur la disponibilité en eau durant les travaux de chantier -Contamination des points d'eau par les dépôts des poussières -Intoxications des animaux -Pollution des eaux souterraines et de surface par les hydrocarbures	-Mise en place d'un système de traitement des eaux usées. -Effectuer les vidanges à la base – vie de l'entreprise ou dans les espaces agréés -Entreposage adéquat des produits huileux et pétrolier	-le ministère de l'Environnement -L'entreprise chargée de l'exécution
	Sols	-Travaux préparatoires du site -Décapage des couches superficielles des sols au niveau du site	-Pollution par les hydrocarbures et autres déchets -Altération des propriétés physicochimiques des sols par le stockage des matériaux de construction	-installer un collecteur des eaux usées provenant de l'usine	Le ministère de l'Environnement -L'entreprise chargée de l'exécution

			-Modification de la structure et texture des sols des sites de construction et environnant		-La population locale
	Air	Travaux de préparation des terrains qui vont recevoir les ouvrages hydrauliques	-Dégradation de la qualité de l'air ambiant par les émissions de poussières	-Information et sensibilisation des populations locales sur l'altération de la qualité de l'air ambiant -Port d'EIP (Équipements individuels de Protection) par le personnel	-Entreprise chargée de l'exécution -le ministère de l'Environnement
	Paysage	Préparation des différents sites	-Dénaturation des paysages concernés durant les travaux de chantier	-remise en état des lieux -Gestion appropriée des débris issus des défrichements, végétation des sites	Entreprise
Milieu humain	Santé –sécurité	Travaux de construction de l'ouvrage .	Accidents de travail lors des travaux Dégradation de la santé des travailleurs suite aux dégagements des poussières Apparition de certaines maladies liées aux émissions de poussières Accroissement du taux IST/VIH-SIDA dans la zone du projet	-Mise en œuvre d'un plan d'urgence de sécurité et d'une équipe de sécurité -Sensibiliser les travailleurs sur le port des EIP a leur lieu de travail -Organisation des séances de sensibilisation et de formation à l'intention des travailleurs de chantier en matière de sécurité et santé au travail et IST/VIH-SIDA -Immatriculer les travailleurs à la caisse de sécurité sociale	Entreprise

				-Mise en place des installations sanitaires convenables, comprenant des douches et sanitaires dans la base-vie -Contrôle régulier des émissions des gaz	
Milieu humain	Activités socioéconomiques	Travaux de construction	-Création d'emplois directs et frein à l'exode rural -Développement du petit commerce	Donner un quota important aux locaux lors du recrutement de la main-d'œuvre	-Entreprise régionale de travail -Inspection
	Bruit	Travaux de préparation des différents sites.	Nuisances sonores pour les travailleurs de chantier et pour les populations locales.	-Interdire de réaliser des travaux bruyants en dehors d'heures normales de travail. -Respect des normes internationales d'émissions sonores Entretien régulier des équipements.	-Entreprise de contrôle -Mission

Annexe 9 : Evaluation et estimation du cout du projet

Tout projet à un coût, et il est très important d'avoir une idée précise là-dessus, afin de permettre à tous les intervenants d'avoir une idée sur le prix et l'envergure des travaux à réaliser d'où ce chapitre qui traitera d'abord de l'avant métré puis d'une estimation du coût du projet.

AVANT METRE

L'avant métré est un procédé technique qui consiste à quantifier les matériaux, matériels et équipement nécessaires à la réalisation d'un projet.

En raison de l'envergure des travaux, dans cette étude seule les éléments qui compose l'ossature de la structure seront quantifier

Quantitatif des éléments :

Eléments	Qualité	Types/Dimensions	Poids/Unité (kg/m)	Quantité		Poids total (kg)
Bac collaborant	-	Haircol 60S	13,4 (kg/m ²)	Surf (m ²)	1857	24883,80
Couverture	-	Panneau sandwich en polystyrène	11,65 (kg/m ²)	Surf (m ²)	1904	22181,60
Bardage	-	Panneau sandwich en laine de verre	11,80 (kg/m ²)	Surf (m ²)	921,5	10873,70
Panne	S235	IPE 100	41,31	U	252	10410,12
Liernes	S235	Tube ϕ 8 mm	0,79	U	270	213,30
Poutre au vent	S235	L70x70x6	53,72	U	36	1933,91
	S235	Tube ϕ 70x2,9 mm	24,48	U	21	514,08
Croix de Saint-André	S235	L75x75x10	126,20	U	36	4543,13
Lisses de bardage	S235	UAP 175	171,72	U	14	2404,08
	S235	UAP 150	119,93	U	70	8395,10
	S235	UAP 100	53,55	U	108	5783,40
Potelets pour pignon	S235	HEA 160	188,48	U	8	1507,84
Limon pour escalier	S235	UAP 220	128,25	U	6	769,50
Cornière pour escalier	S235	L40x40x4	2,88	U	132	380,16
Connecteurs	-	TRW Nelson KB 3/4-100	0,22 (kg)	U	3808	837,76
Poutre 8,10 m	S235	450x200x15x20	683,54	U	14	9569,54
Poutre 6,70 m	S235	300x200x10x15	315,57	U	52	16409,64
Poutre 5,30 m	S235	300x200x10x15	249,63	U	10	2496,30
Poutre 5,10 m	S235	300x200x10x15	240,21	U	18	4323,78
Solives	S235	IPE 200	114,24	U	119	13594,56
Traverse	S235	400x200x15x15	473,36	U	60	28401,30
Poutre de rive	S235	HEA 220	257,55	U	27	6953,85
Poteau de rive	S235	400x200x12x15	624,55	U	20	12490,92
Poteau central	S235	400x250x15x15	933,76	U	10	9337,58

Poteau de 3,5 m	S235	200x200x6x6	65,94	U	16	1055,04
Poteau de 6 m	S235	300x250x8x12	254,34	U	24	6104,16
Echantignole	S235	80*20*5	0,06	U	280	17,58
Platine sous poteau	S235	600x450x20	42,39	U	70	2967,30
Platine pour poutre	S235	500*200*10	7,85	U	272	2135,20
Tiges d'ancrage	Classe 8.8	φ 25 mm	2,22	U	420	932,40
Ecrous pour tiges	Classe 8	φ 25 mm	0,16	U	420	67,20
Boulons	HR 8.8	φ 14 mm	0,13	U	320	41,60
		φ 18 mm	0,27	U	708	191,16
		φ 22 mm	0,31	U	1728	535,68
Poids total de la structure						213256,27

ESTIMATION DU COUT DU PROJET

N°	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	P. Unitaire	Total
LOT 01 : TERRASSEMENT - GROS OEUVRE BETON - MACONERIE - REVETEMENT					
1.1	INSTALLATIONS DE CHANTIER ET TERRASSEMENT				
1..1.1	Installation de chantier	Ens	1,00	1 000 000	1 000 000
1..1.2	Décapage de terre végétale, nivellement, nettoyage et évacuation	Ens	2200,00	1 250	2 750 000
1..1.3	Implantation de l'ouvrage	Ens	1,00	750 000	750 000
1..1.4	Fouilles en rigoles pour fondations sous longine (support des BTC) autour du bâtiment 50x75 cm	m3	56,87	3 500	199 028
1..1.5	Fouilles en puits pour semelles isolées sous poteaux	m3	396,90	3 500	1 389 150
1..1.6	Remblai sous dallage compacté autour des semelles isolées	m3	245,32	4 000	981 270
	TOTAL INSTALLATION ET TERRASSMENTS				7 069 448
1.2	BETONS - BETONS ARMES				
1.2.1	béton de propreté sous semelles isolées	m3	26,46	85 000	2 249 100
1.2.2	béton de propreté sous semelles filantes	m3	7,58	85 000	644 470
1.2.3	béton armé pour semelles isolées sous poteaux dosé à 350 kg de ciment	m3	126,09	150 000	18 913 500
1.2.4	béton armé pour semelle filante sous maçonnerie (longrine) dosé à 350 kg de ciment	m3	29,57	180 000	5 322 564
1.2.5	béton armé pour potelets support des poteaux dosé à 350 kg de ciment	m3	25,49	180 000	4 588 650
1.2.6	Pose uniquement des platines de fixation en attentes des poteaux métalliques	U	70,00	10 000	700 000

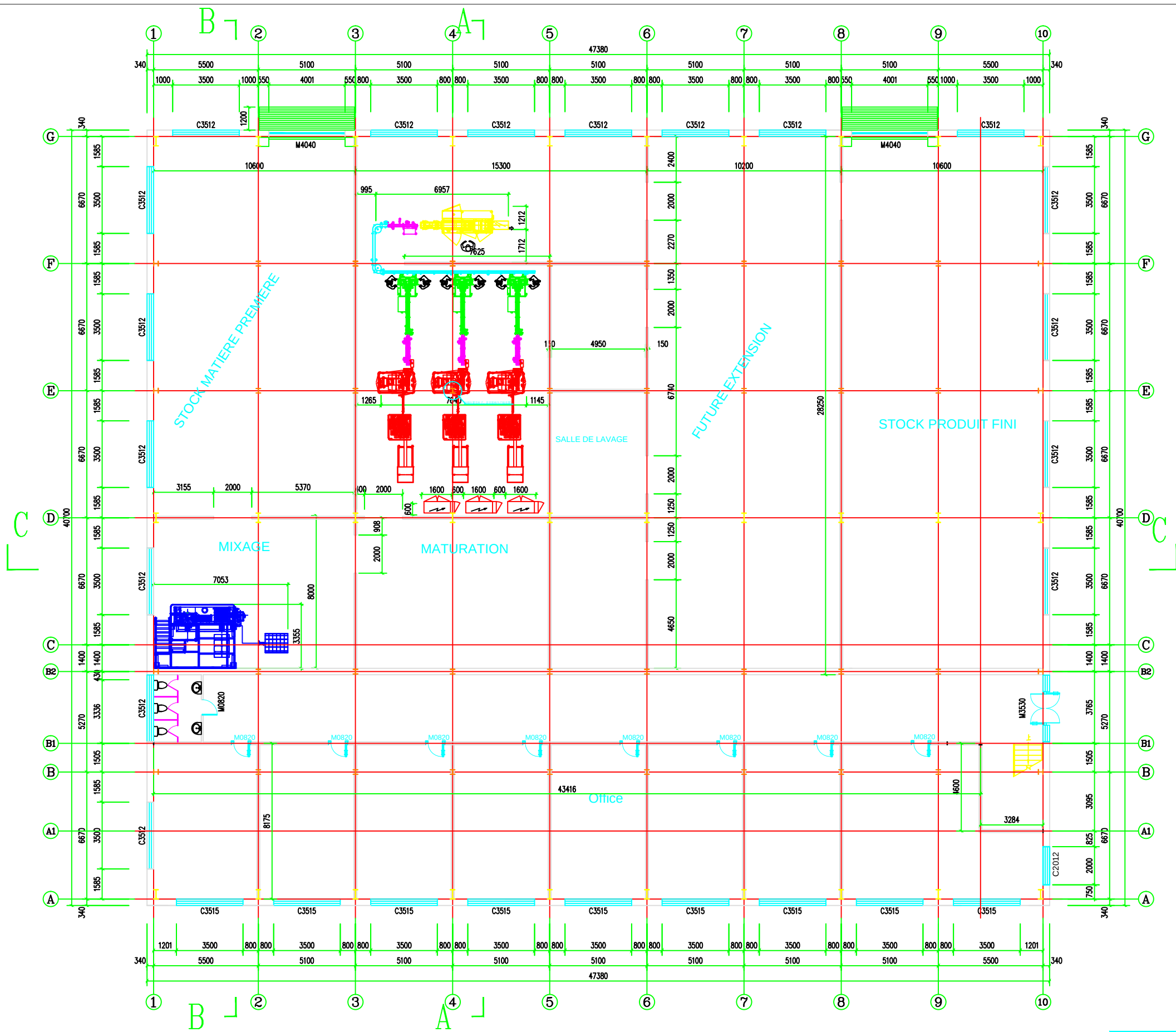
1.2.7	Sikagrout-217 pour scellement final des poteaux	Sacs	176,00	17 528	3 084 893
1.2.8	Lit de sable y compris traitement anti termites sous film polyane de l'air de dallage	m3	190,00	15 000	2 850 000
1.2.9	Film polyane de 200 microns sous aire de dallage	m²	2000,00	500	1 000 000
1.2.10	béton armé pour dallage dur sous toute la charpente dosé à 350 kg de ciment	m3	560,68	120 000	67 281 624
1.2.11	Béton armé pour plancher 1 en dalle pleine de 12 cm dosé à 350 kg de ciment	m3	118,47	180 000	21 323 995
1.2.12	Béton armé pour plancher 2 en dalle pleine de 12 cm dosé à 350 kg de ciment	m3	105,81	180 000	19 044 979
	TOTAL BETONS - BETONS ARMES				147 003 775
1.3	MACONERIE - REVETEMENT				
1.3.1	Maçonnerie en BTC pour le muret autour du bâtiment (hauteur 1,80 m)	m²	312,19	6 000	1 873 152
1.3.2	Béton armé pour poteau raidisseur autour du bâtiment	m3	8,00	120 000	960 000
1.3.3	Béton armé de couronnement au-dessus du muret autour du bâtiment 10x20 cm	m3	3,03	120 000	363 936
	TOTAL MACONERIE - REVETEMENT				3 197 088
	TOTAL GENERAL LOT 1 - GROS OEUVRE BETON-MACONERIE-REJETEMENT				157 270 311
	LOT 02 : MENUISERIE - CHARPENTE METALLIQUE				
2.1	STRUCTURE CHARPENTE METALLIQUE				
2.1.1	Panneau sandwich en polystyrène	m²	1904,00	26 252	49 984 570
2.1.2	Panneau sandwich en laine de verre	m²	921,50	27 464	25 308 214
2.1.3	Bac collaborant (Haircol 60S)	m²	1857,00	13 821	25 664 669
2.1.4	IPE 100	ml	10410,12	354	3 682 878
2.1.5	IPE 200	ml	13594,56	354	4 809 464
2.1.6	HEA 160	ml	1507,84	354	533 442
2.1.7	HEA 220	ml	6953,85	354	2 460 123
2.1.8	UAP 100	ml	5783,4	354	2 046 043
2.1.9	UAP 150	ml	8395,1	354	2 970 007
2.1.10	UAP 175	ml	2404,08	354	850 512
2.1.11	UAP 220	ml	769,5	354	272 233
2.1.12	L40x40x4	ml	380,16	354	134 492
2.1.13	L70x70x6	ml	1933,9056	354	684 174
2.1.14	L75x75x10	ml	4543,128	354	1 607 261
2.1.15	Tube creux ϕ 70x2,9 mm	ml	514,08	354	181 871
2.1.16	Tube plein ϕ 8 mm	ml	213,3	354	75 461
2.1.17	TRW Nelson KB 3/4-100	U	3808	537	2 045 277
2.1.18	Tiges d'ancrages ϕ 25 mm (Classe 8.8)	ml	420,00	17 489	7 345 170

2.1.19	Ecrous (Classe 8)	U	420	1 788	751 023
2.1.20	Boulons ϕ 14 mm	U	320	210	67 072
2.1.21	Boulons ϕ 18 mm	U	708	341	241 145
2.1.22	Boulons ϕ 22 mm	U	1728	393	679 104
2.1.23	Acier pour PRS (S235)	kg	95308,34	354	33 718 052
2.1.24	Baguette de soudure	Paquets	52,00	15 500	806 000
2.1.25	Main d'œuvre pour confection de PRS	ff	1,00	20%	6 904 810
2.1.26	Main d'œuvre pour montage de la charpente	ff	1,00	20%	33 383 651
TOTAL STRUCTURE CHARPENTE METALLIQUE					207 206 717
TOTAL GENERAL LOT 02 STRUCTURE CHARPENTE METALLIQUE					207 206 717
LOT 03 : MENUISERIE - OUVERTURES					
3.1	FENETRE - GRILLE D'AERATION				
3.1.1	Fenêtre en grille métallique et châssis vitré de 350x120 cm	U	52,00	175 000	9 100 000
3.1.2	Fenêtre en grille métallique et châssis vitré de 300x60 cm	U	1,00	150 000	150 000
3.1.3	Fenêtre en grille métallique et châssis vitré de 200x120 cm	U	4,00	120 000	480 000
3.1.4	Fenêtre en grille métallique et châssis vitré de 80x120 cm	U	4,00	68 500	274 000
TOTAL FENETRE - GRILLE D'AERATION					10 004 000
3.2	PORTES ET PORTAILS				
3.2.1	Portail d'entrée principale de 400x400 cm coulissante	U	2,00	600 000	1 200 000
3.2.2	Portes d'accès au bureaux 80x200 cm	U	9,00	80 000	720 000
3.2.3	Portail d'entrée secondaire de 350x300 cm coulissante	U	1,00	375 000	375 000
TOTAL FENETRE - PORTES ET PORTAILS					2 295 000
TOTAL GENERAL LOT 03 : MENUISERIE - OUVERTURES					12 299 000
LOT 04 : ETANCHEITE					
4.1	Ensemble des travaux d'étanchéité	ff	1,00	500 000	500 000
TOTAL GENERAL LOT 04 : ETANCHIETE					500 000
LOT N°5 : PLOMBERIE					
5.1	APPAREILS SANITAIRES				
5.1.1	WC	U	3,00	55 000	165 000
5.1.2	Lavabo	U	2,00	34 000	68 000
5.1.3	Siphon de sol	U	1,00	5000	5 000

5.2	CANALISATION				
5.2.1	Ensemble de canalisation	ff	1,00	250 000	250 000
TOTAL GENERAL LOT 5 - PLOMBERIE					488 000
LOT N°6 : FAUX PLAFONDS					
6.1	Faux plafond suspendu avec parement blanc et des mailles de 600x600 mm	m²	634,98	22 925	14 556 917
TOTAL GENERAL LOT 6 - FAUX PLAFONDS					14 556 917
TOTAL GLOBAL HT HD					392 320 945
TOTAL GLOBAL TTC				18%	462 938 715

Annexe 10 : Planning d'exécution des travaux

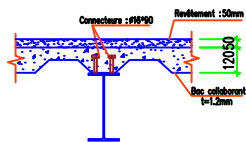
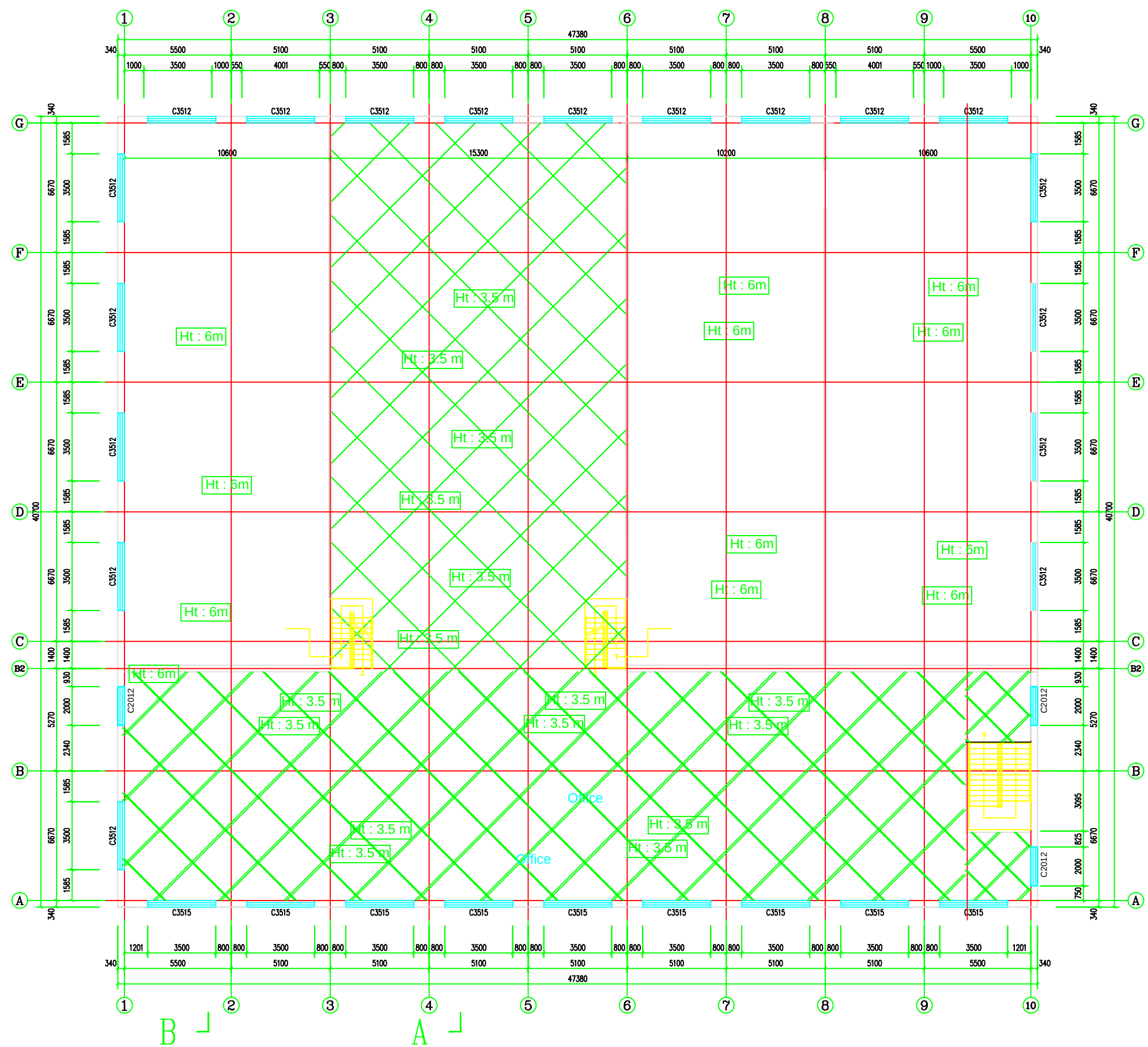
Annexe 11 : Plans d'exécution



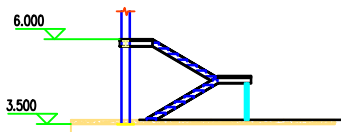
FENETRES ET PORTES			
Element	Code	Dim. (mmxmm)	Qty.
Fenêtre	C3512	3500x1200	52
	C3006	3000x600	1
	C2012	2000x1200	4
Porte	M0820	800x2000	9
	M3530	3500x3000	1
	M4040	4000x4000	2

PLAN DE NIVEAU RDC

Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	Plan de niveau RDC	No.	1
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	

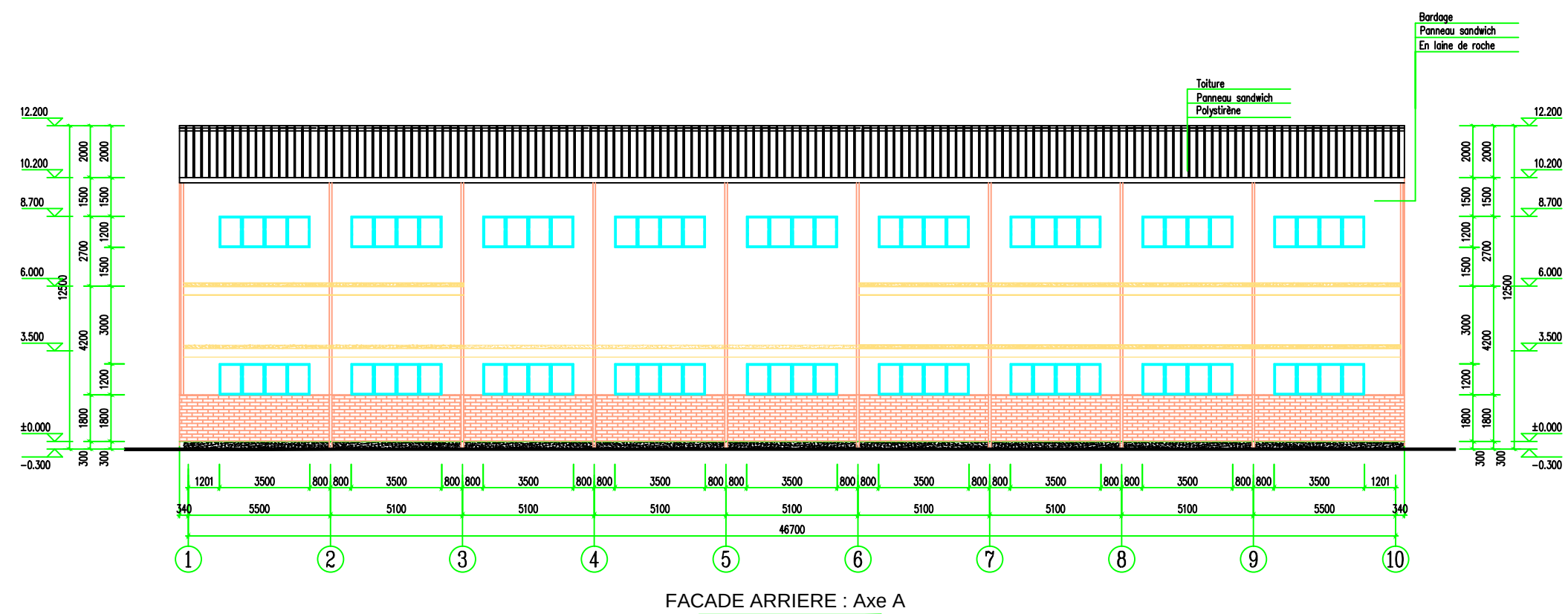
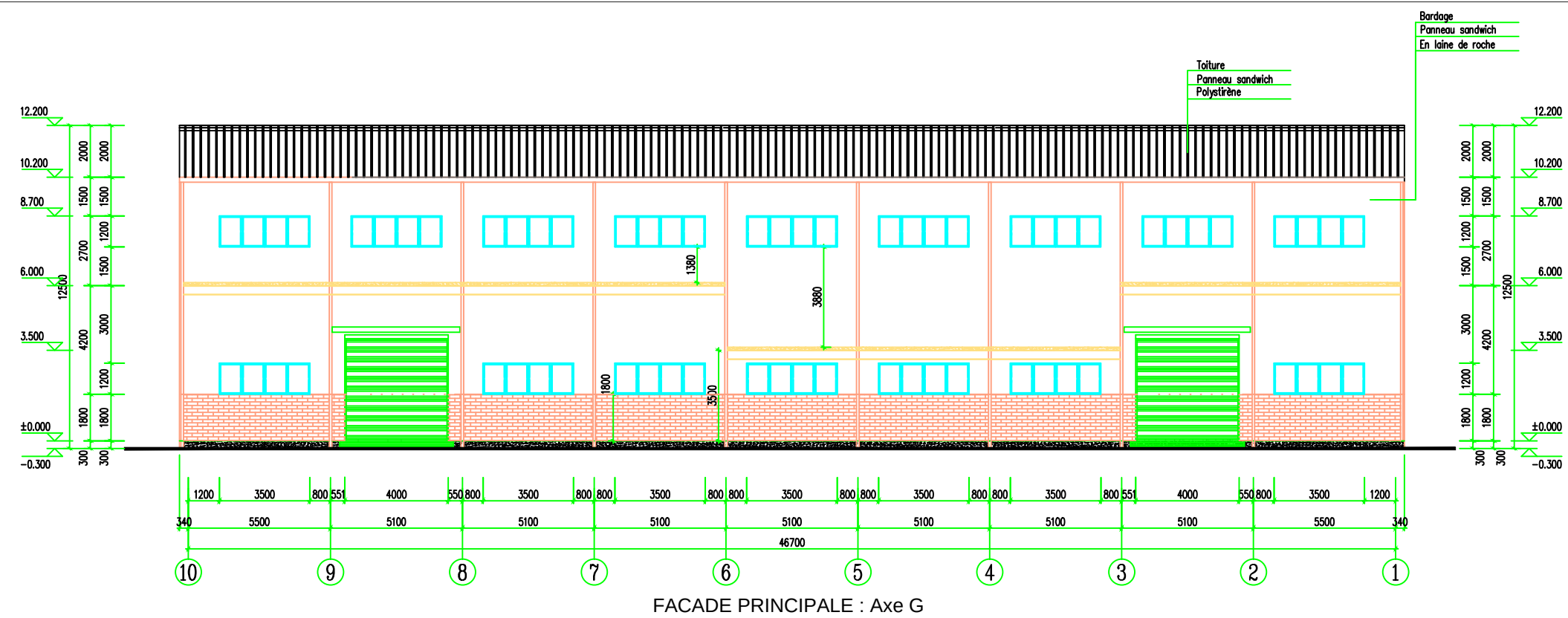


Coupe transversale du plancher mixte

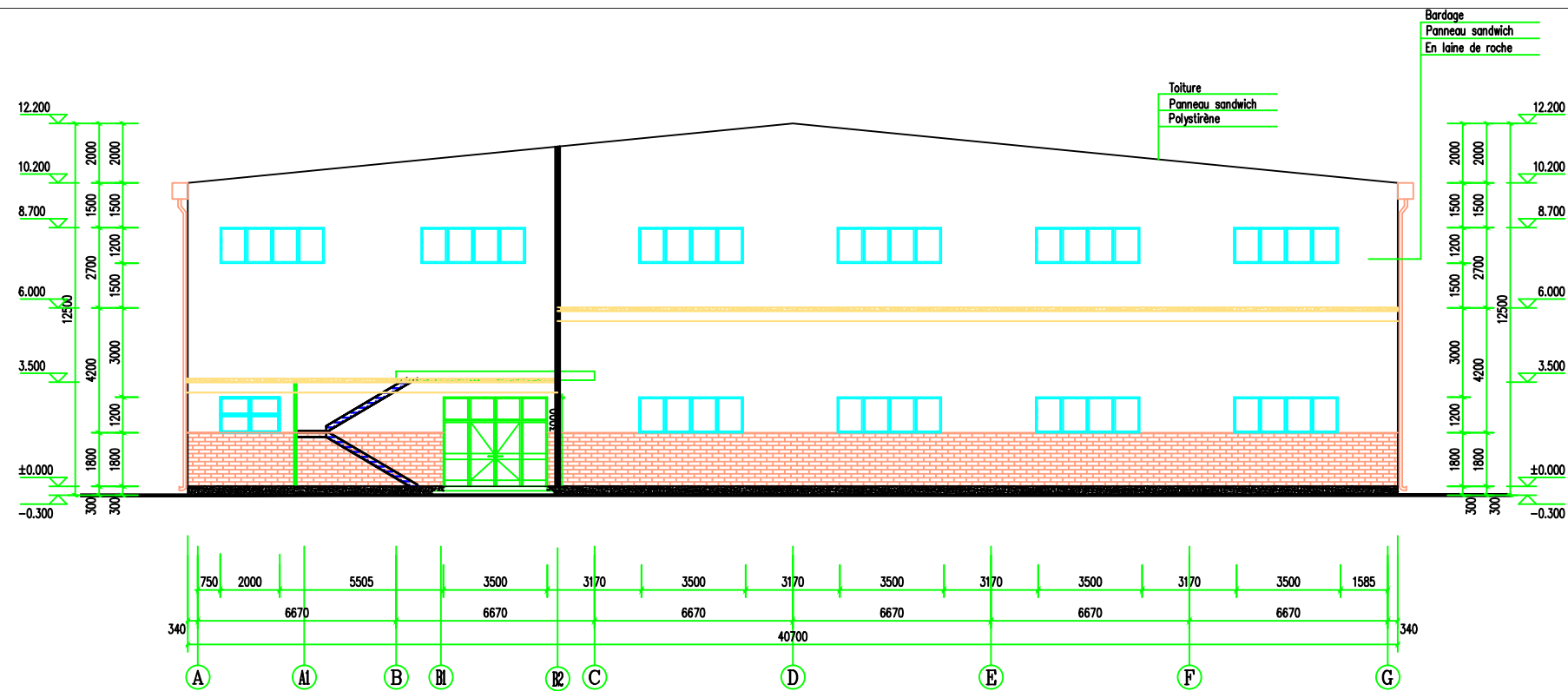


Coupe sur l'escalier

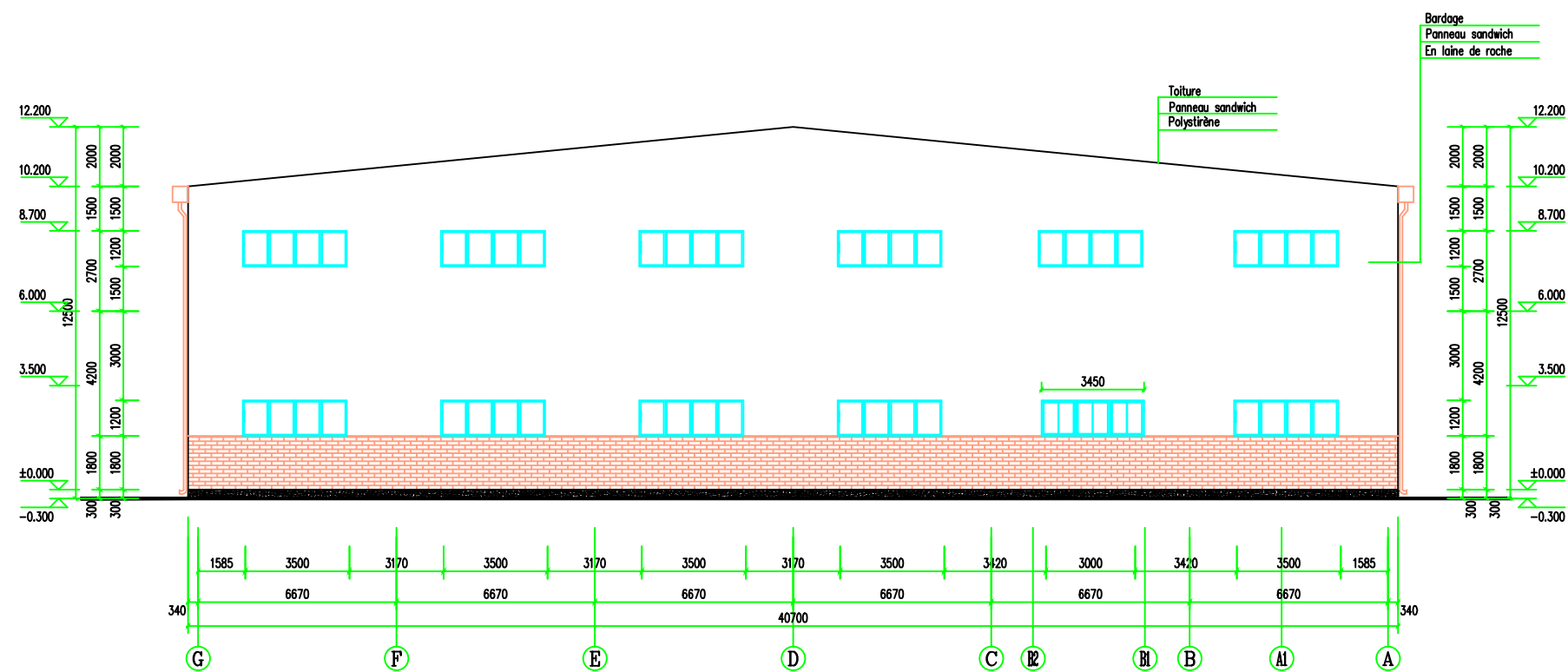
Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	Détails des planchers	No.	2
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



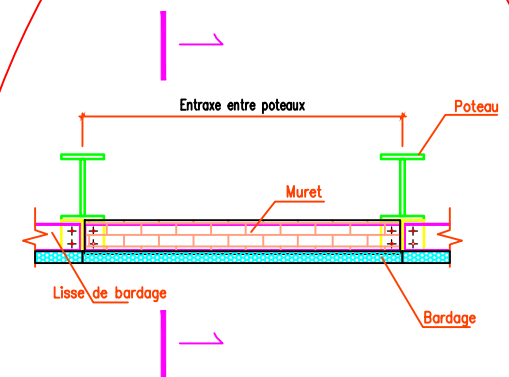
Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	PLANS DE FACADES	No.	3
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



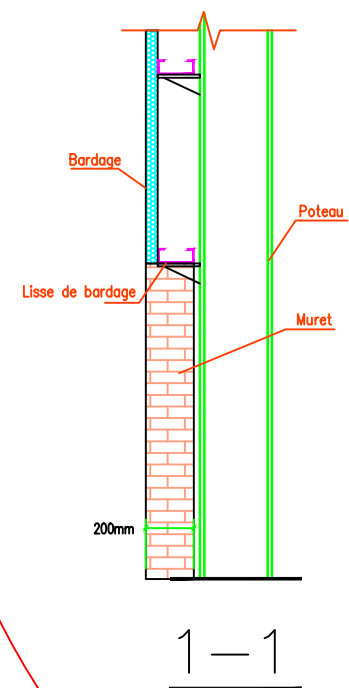
FACADE DROITE : Axe 10



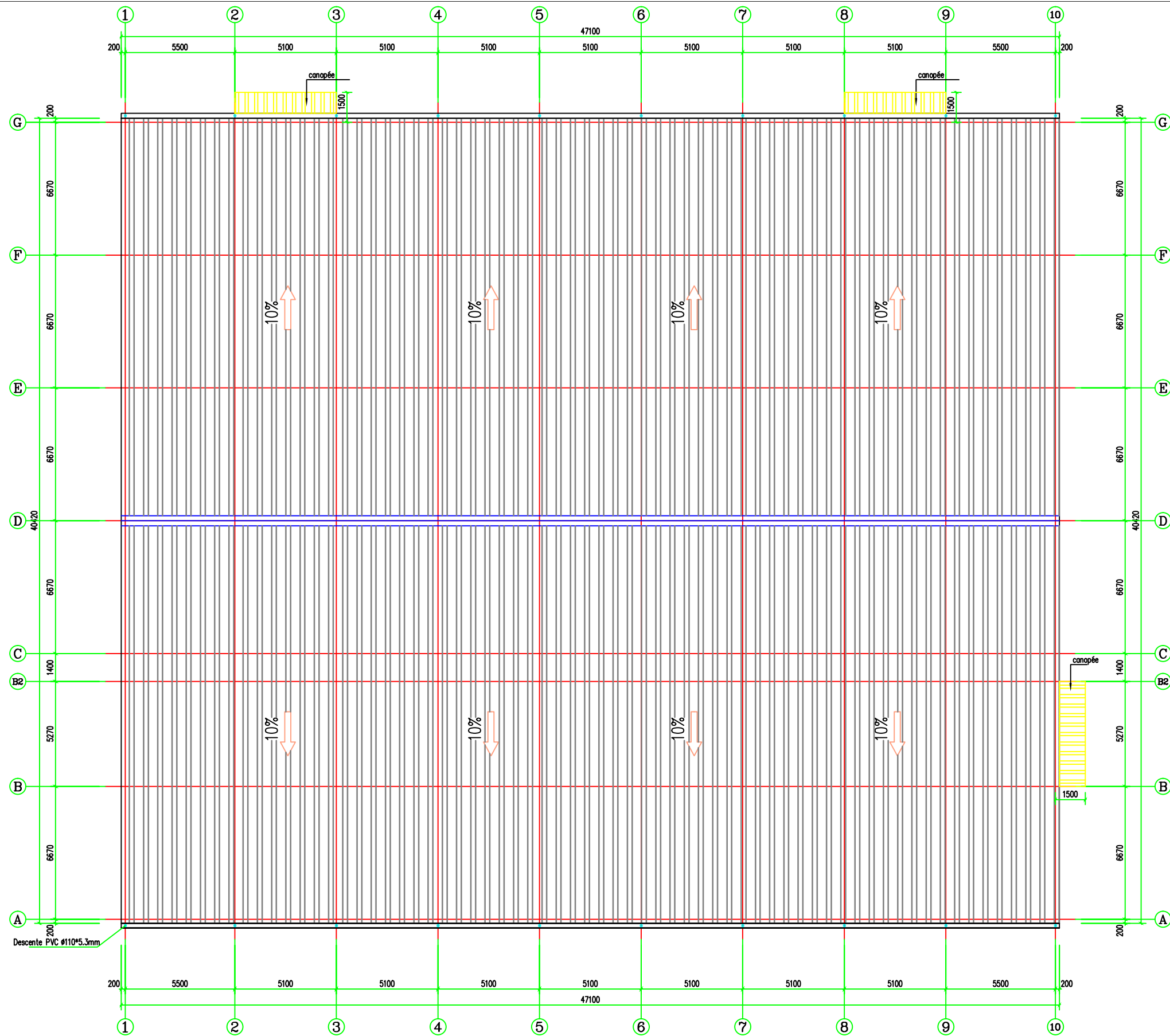
FACADE GAUCHE : Axe 1



Connection entre bardage et muret

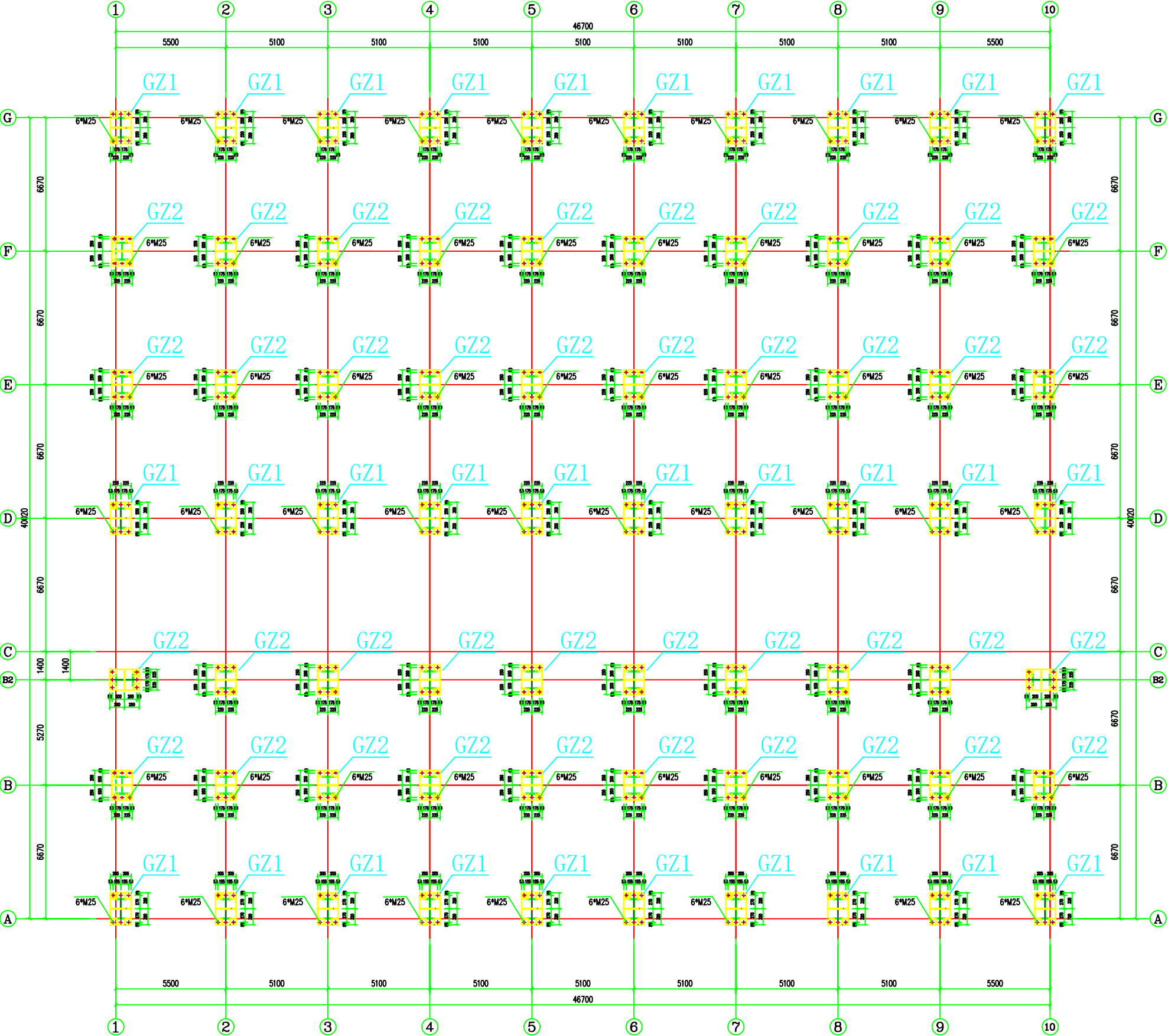


Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	PLAN DE FACADES	No.	4
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



VUE DE DESSUS : TOITURE

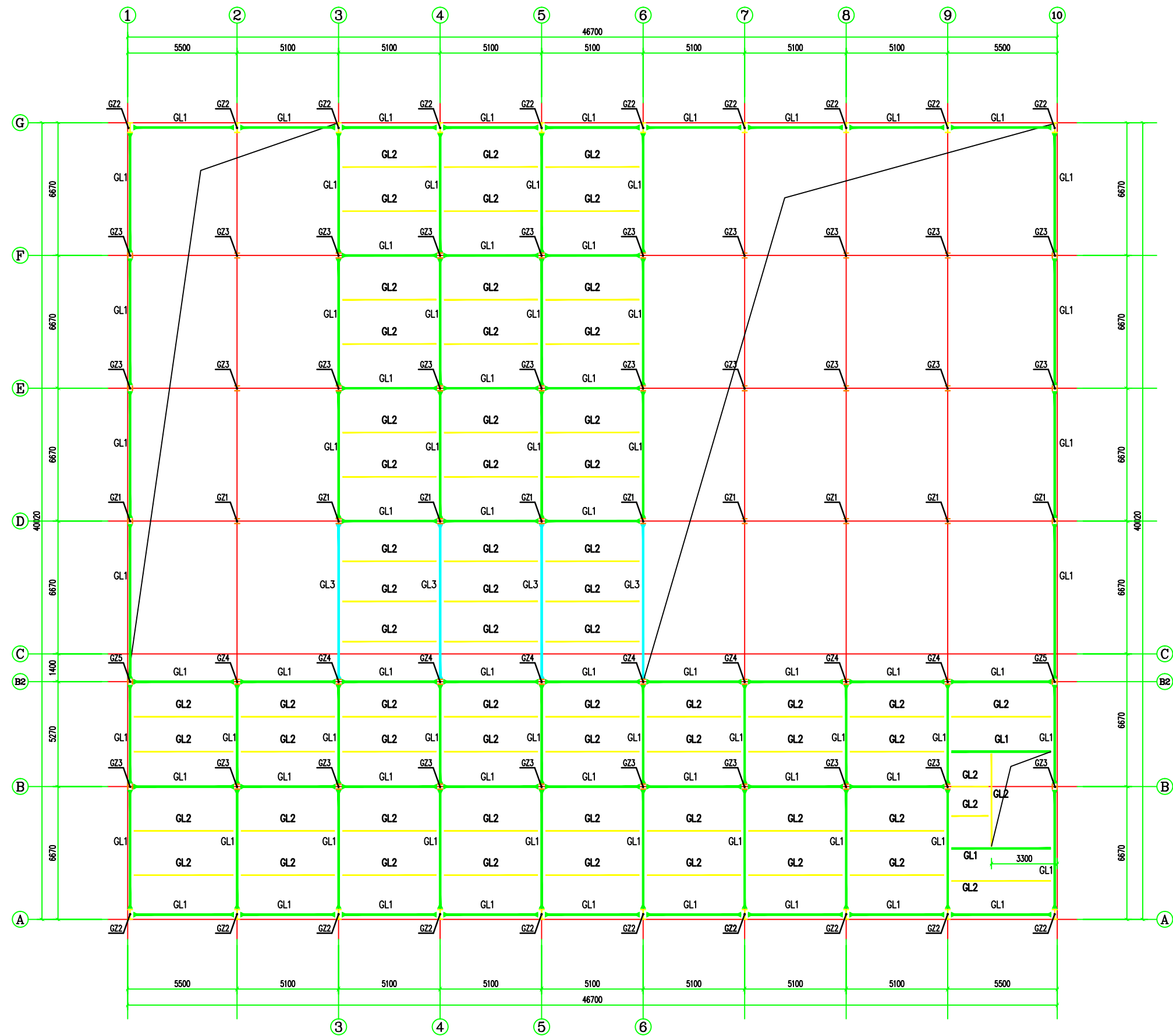
Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	VUE DE DESSUS	No.	5
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



Disposition des platines

Liste de matériels			
Code		Specification	
GZ1		Platine pour Poteau de portique	
GZ2		Platine pour Poteau de poutraison	

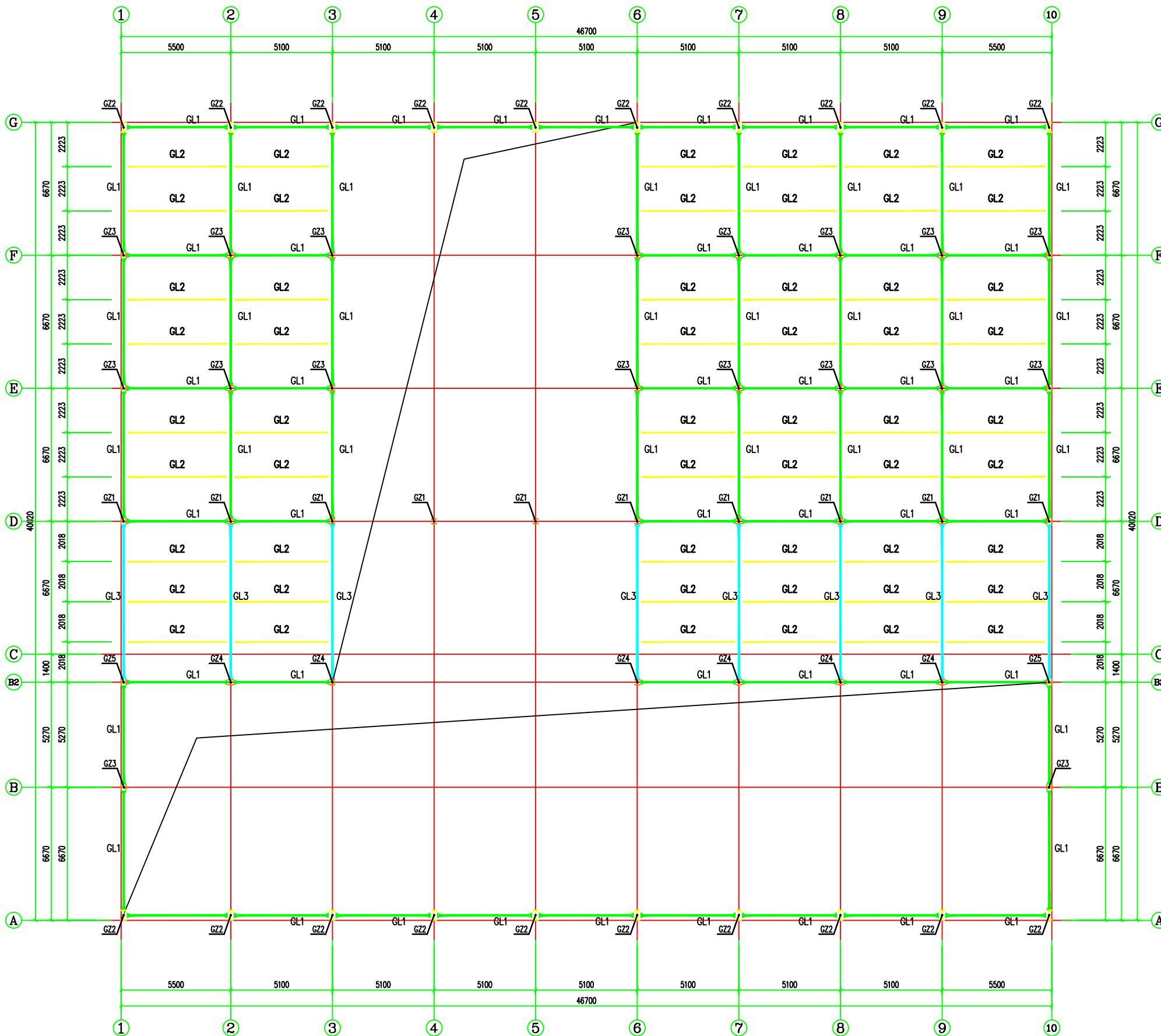
Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	PLAN DES PLATINES	No.	7
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



POUTRAISON DU PLANCHER 1 (HAUTEUR 3.50 cm)

Liste de matériels		
Code	Element	Dimensions
GZ1	Poteau central	H400X250X15X15
GZ2	Poteau de rive	H400X200X12X15
GZ3	Poteau (h=6)	H300X250X8X12
GZ4 ,GZ5	Poteau (h=3.5)	H200X200X6X6
GL1	Poutre 5.1 m	H300X200X10x15
GL1	Poutre 6.7/5.3	H300X200X10x15
GL3	Poutre 8.1 m	H450X200X15x20
GL2	Solive	IPE 200

Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	PLANCHER 1	No.	8
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



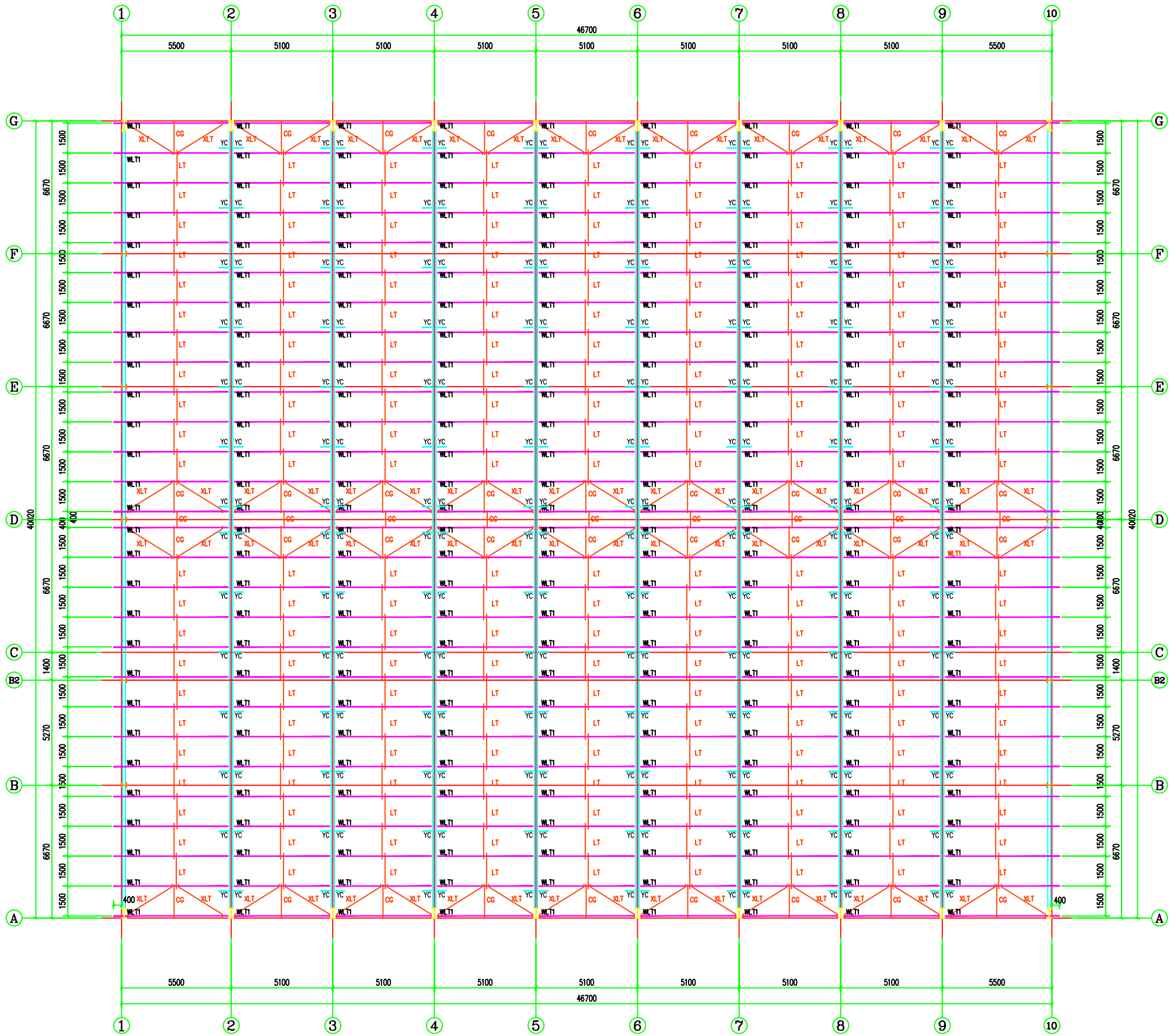
POUTRAISON DU PLANCHER 2 (HAUTEUR 6 M)

Liste de matériels

Code	Element	Dimensions
GZ1	Poteau central	H400X250X15X15
GZ2	Poteau de rive	H400X200X12X15
GZ3	Poteau (h=6)	H300X250X8X12
GZ4 ,GZ5	Poteau (h=3.5)	H200X200X6X6
GL1	Poutre 5.1 m	H300X200x10x15
GL1	Poutre 6.7/5.3	H300x200x10x15
GL3	Poutre 8.1 m	H450x200x15x20
GL2	Solive	IPE 200

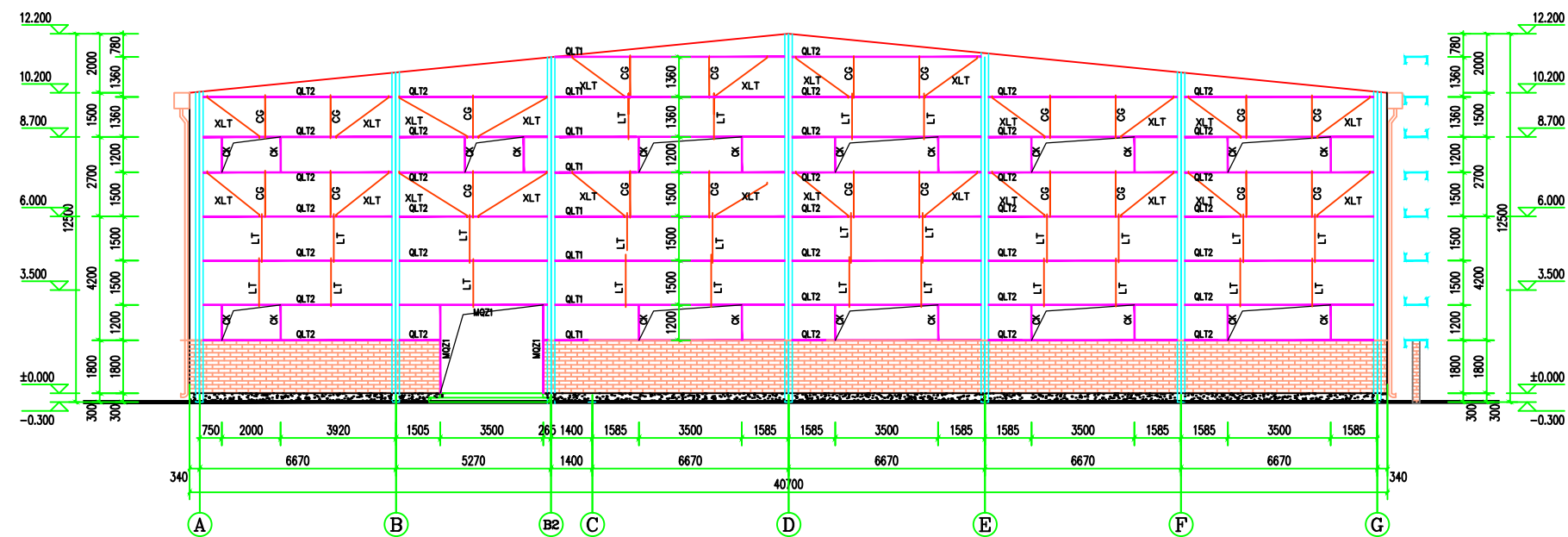
Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	Plancher 2	No.	9
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	

Liste de matériels		
Code	Element	Dimensions
WLT1	Panne	IPE 100
LT,XLT	Lierne	ø8
CG	Lierne	ø8
YC	Echantignole	80x20x5

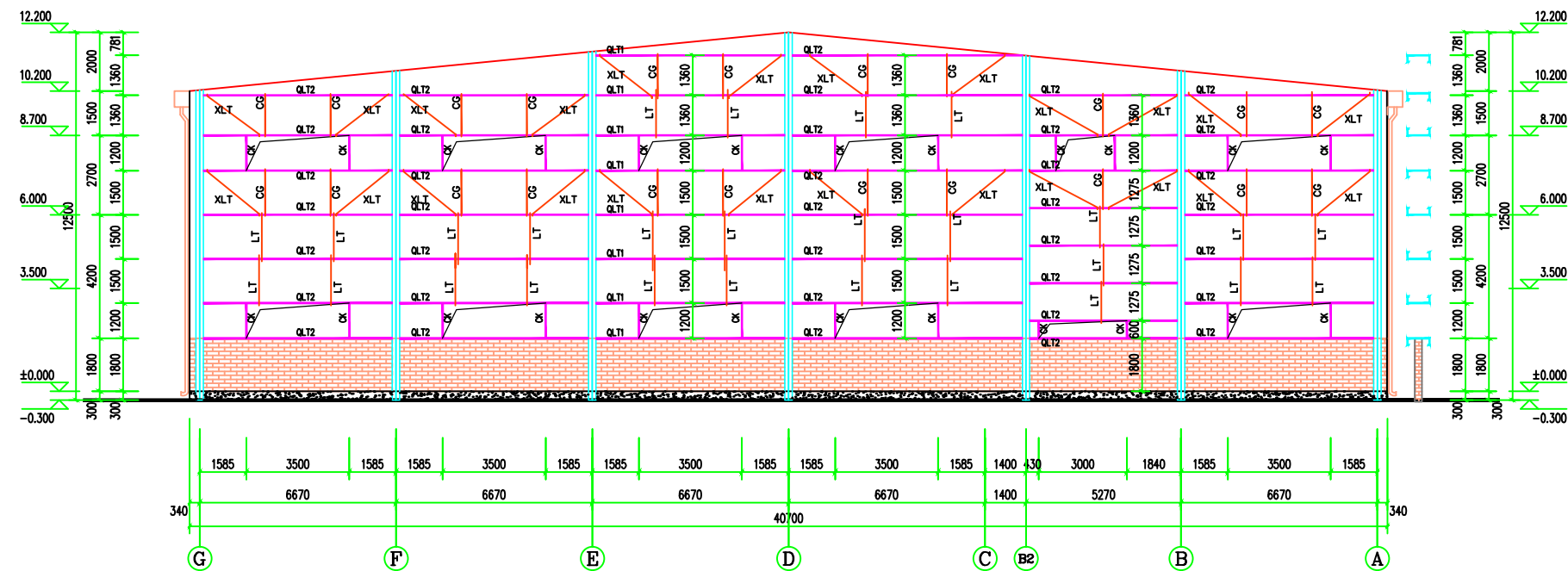


PANNES ET LIERNES

Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	PANNES ET LIERNES	No.	11
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



OSSATURE DE BARDAGE FACADE DROITE



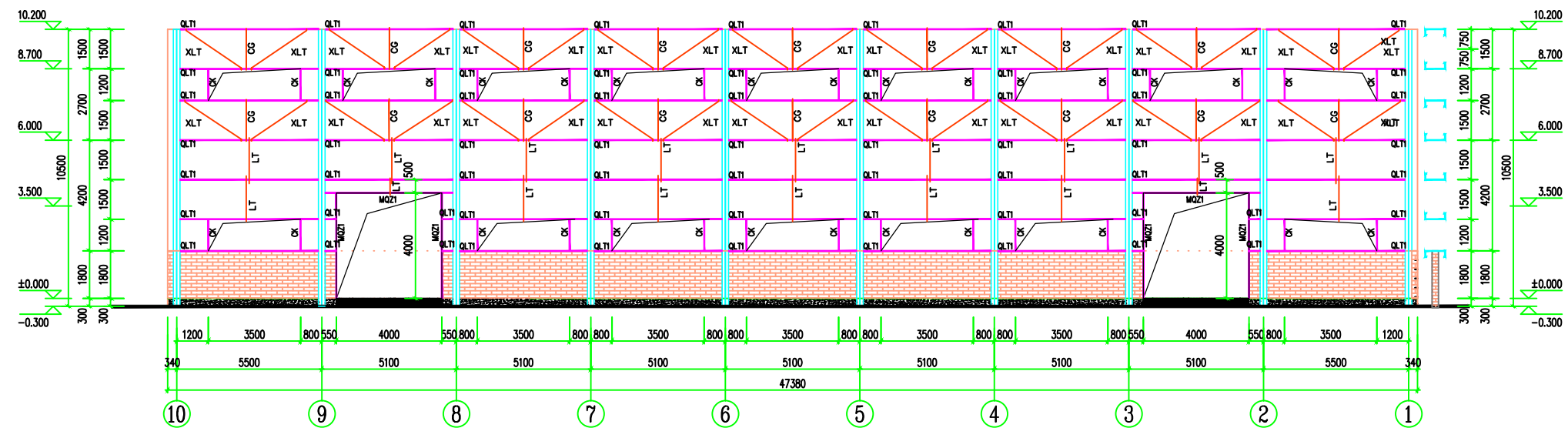
OSSATURE DE BARDAGE FACADE GAUCHE

Liste de materiels

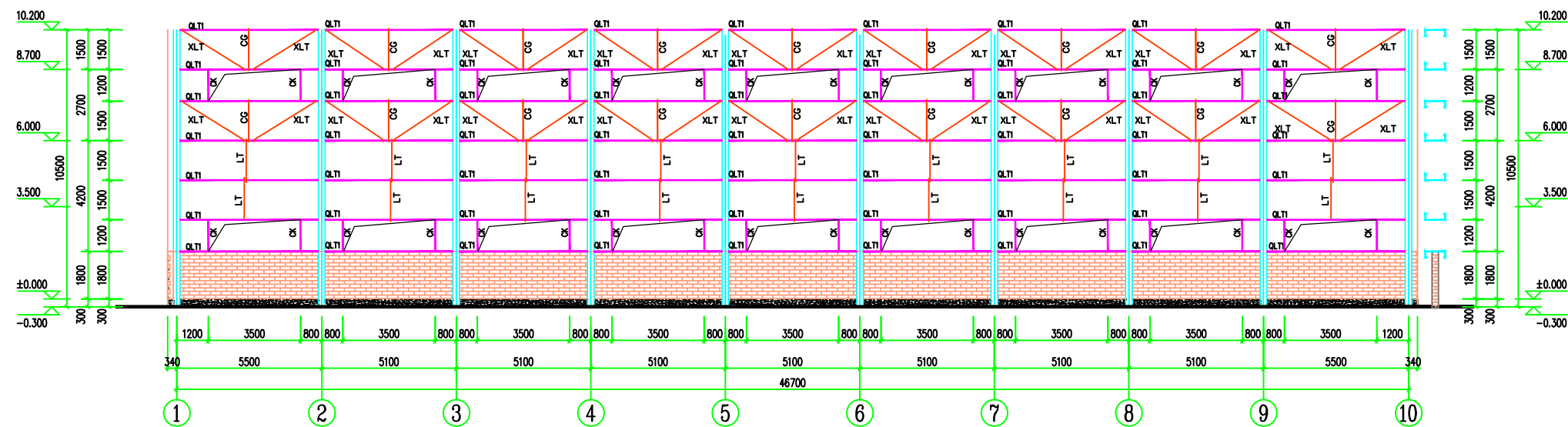
Mark	Item	Dimensions
QLT1	Lisse	UAP 175
CK	Lisse	UAP 100
QLT2	Lisse	UAP 150
MQZ1	Cadre de porte	2C160X60X20X3.0
LT,XLT	Lierne	ø8
CG	Lierne	ø8

Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	Bardage Pignon	No.	12
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	

Liste de materiels		
Mark	Item	Dimensions
QLT1	Lisse	UAP 100
CK	Lisse	UAP 100
MQZ1	Cadre de porte	2C160X60X20X3.0
LT,XLT	Lierne	ø8
CG	Lierne	ø8

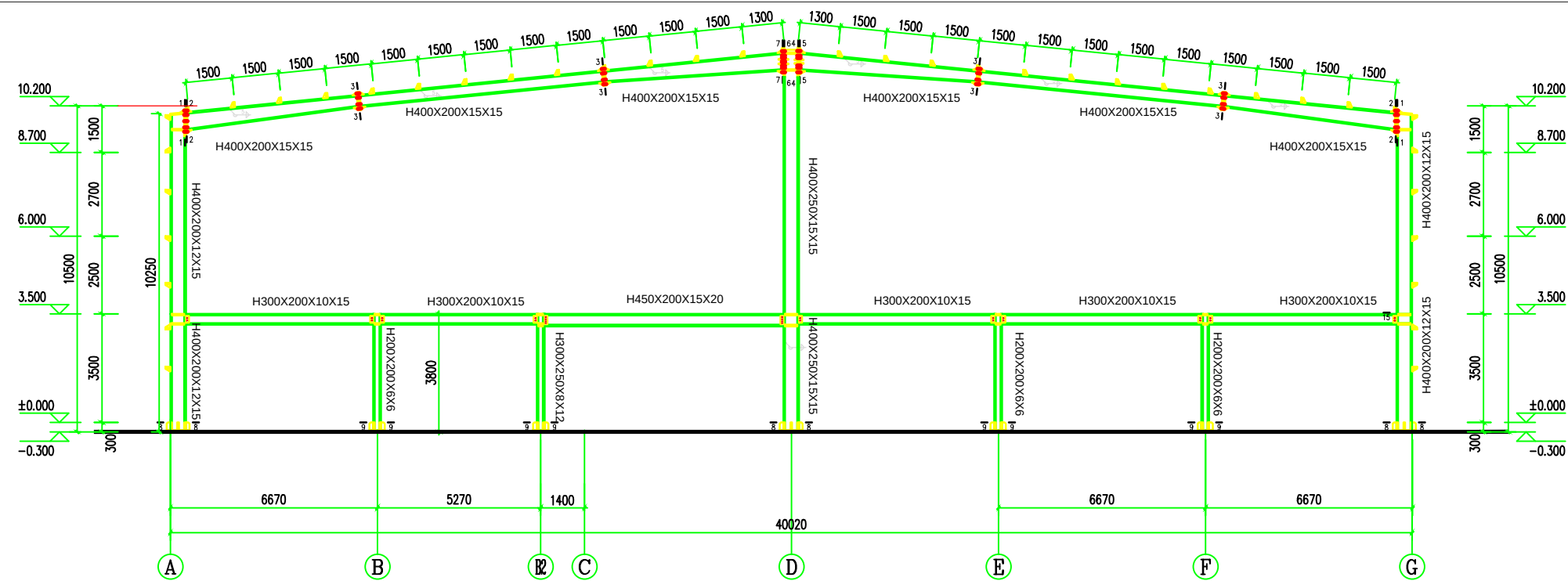


Axis G wall purlin layout plan 1:100

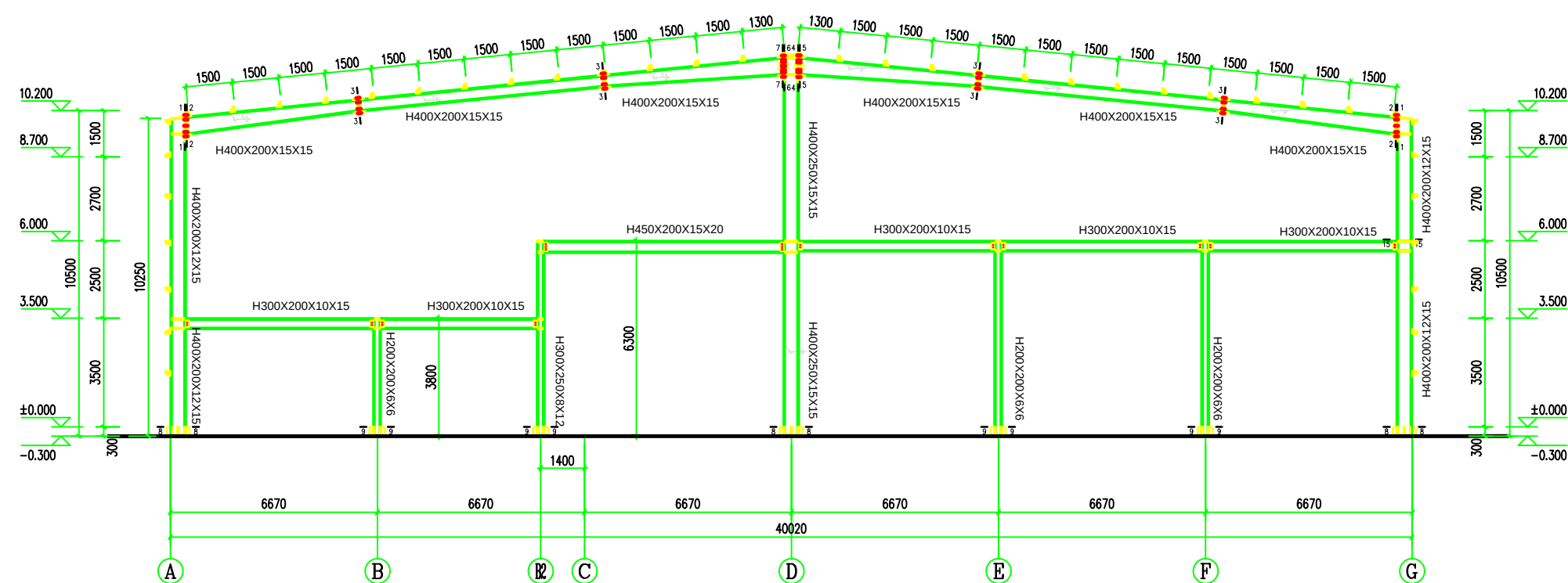


Axis A wall purlin layout plan 1:100

Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	Bardage longpan	No.	13
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	

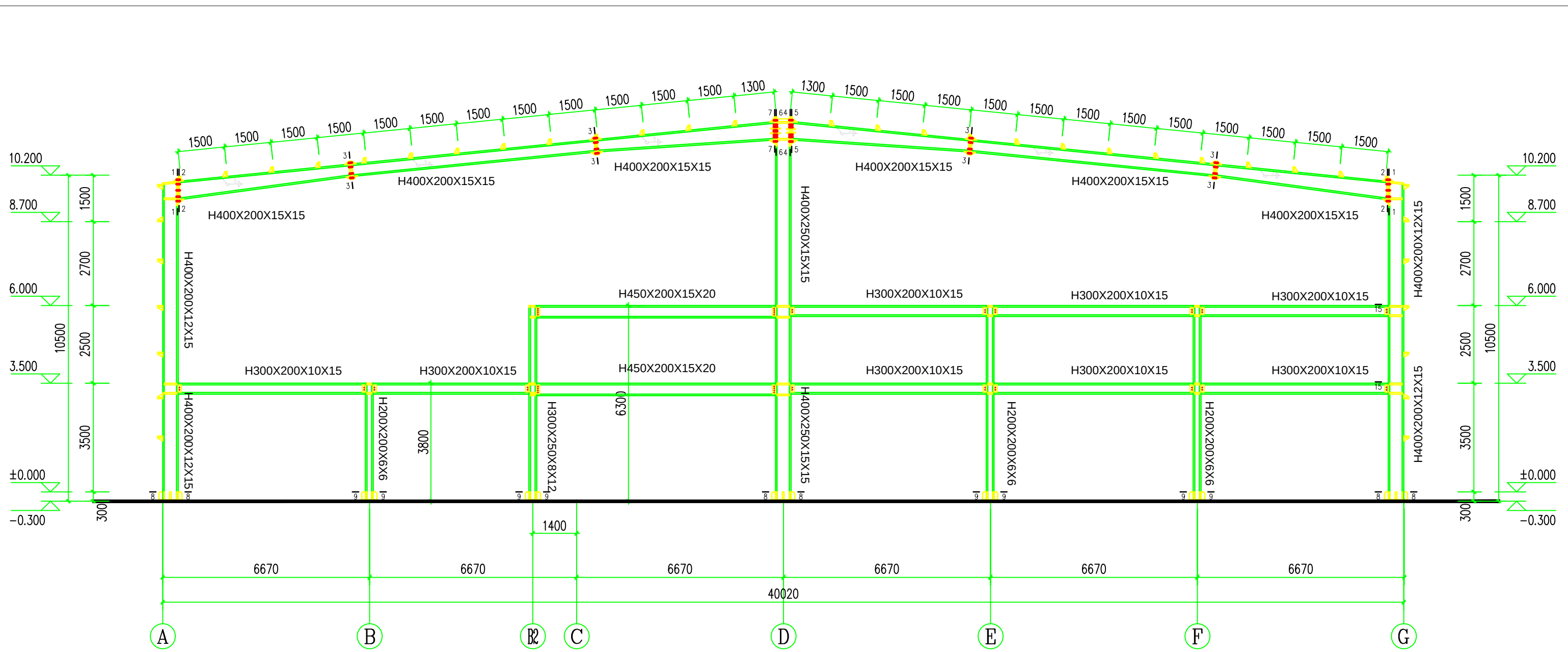


Portique type 1 : GJL-1



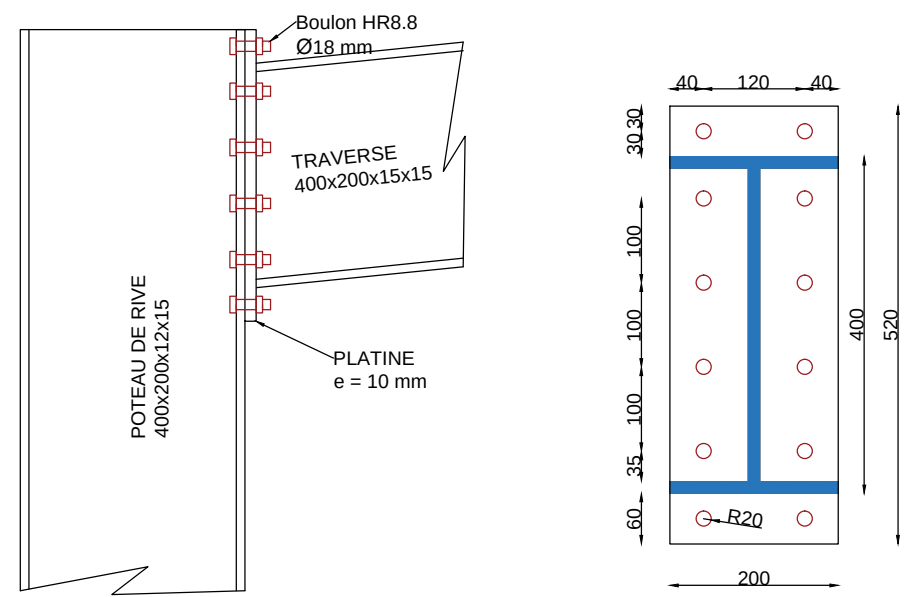
Portique type 3 : GJL-3

Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	Les Portiques	No.	14
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	

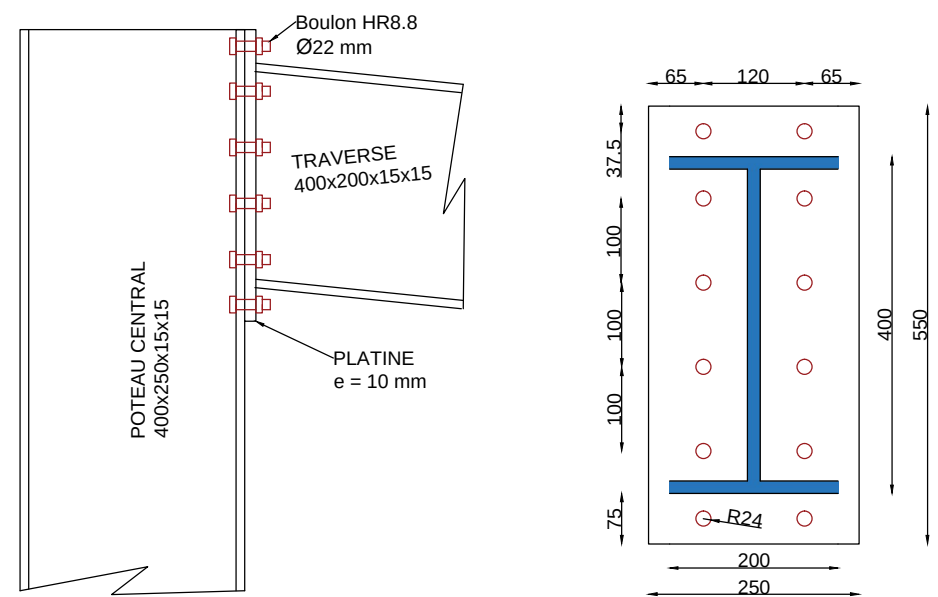


Portique type 2 : GJL-2

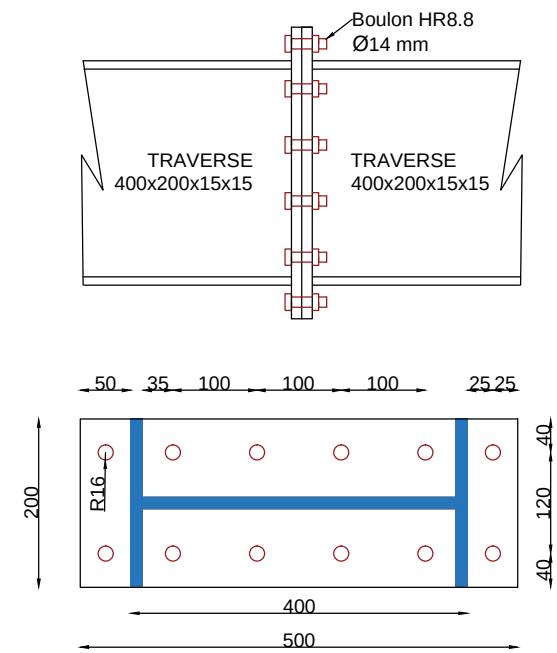
Projet	ENTREPOT A SAONRE		
Titre	Plan de niveau RDC	No.	15
Date	26 Mars 2019	Aboubacar TIENORE	



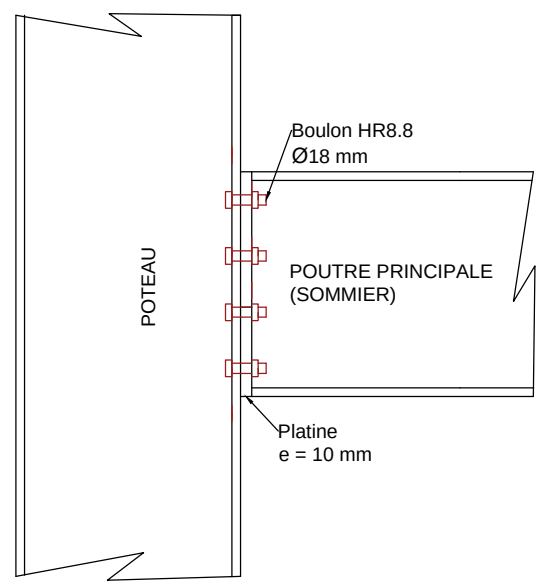
ASSEMBLAGE TRAVERSE-POTEAU DE RIVE



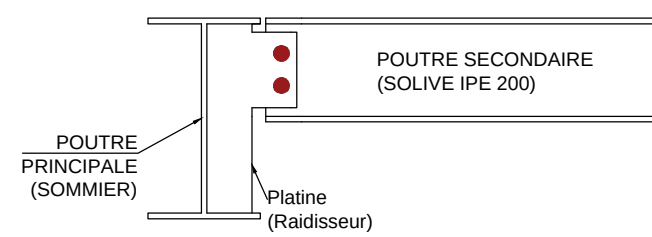
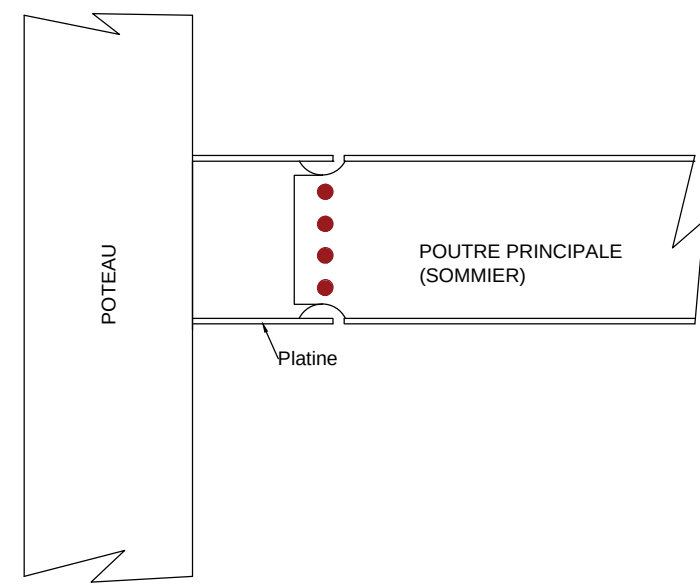
ASSEMBLAGE TRAVERSE-POTEAU CENTRAL



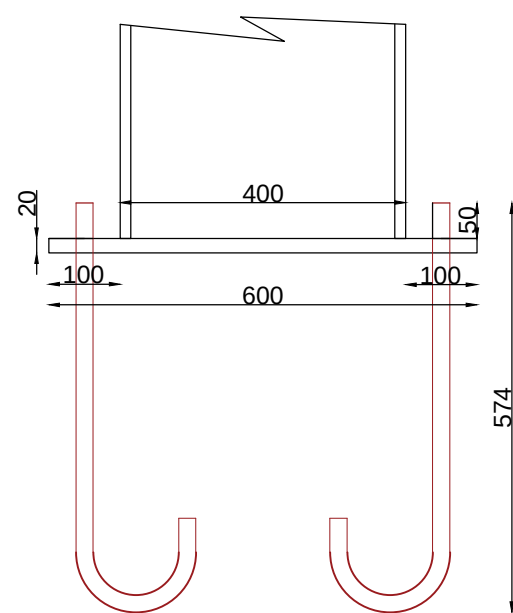
ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE



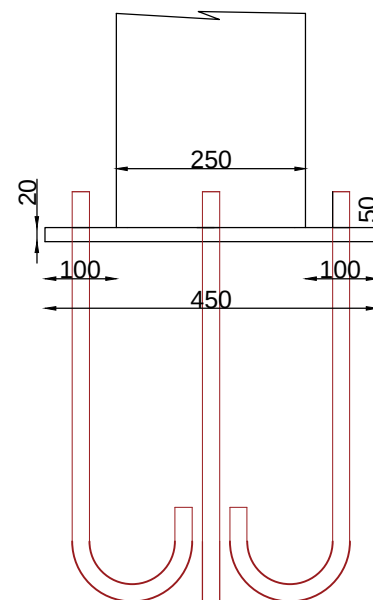
ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE



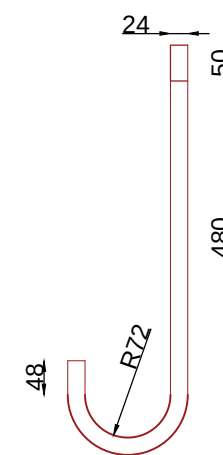
ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE



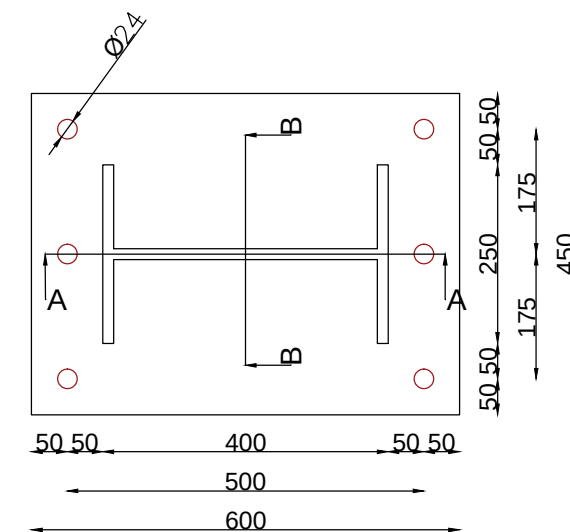
COUPE A-A



COUPE B-B

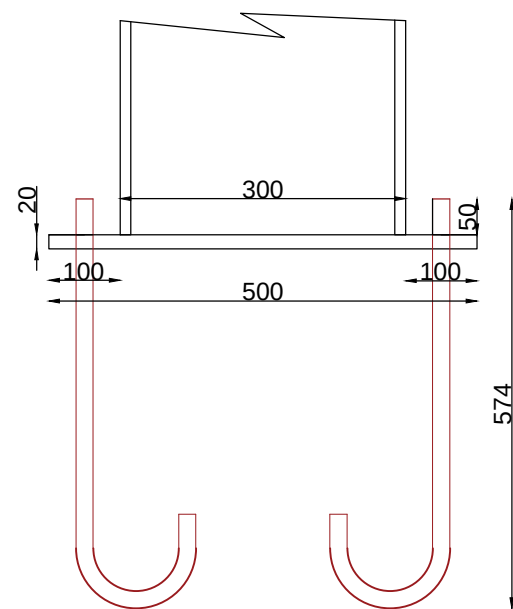


DETAILS DE LA TIGE

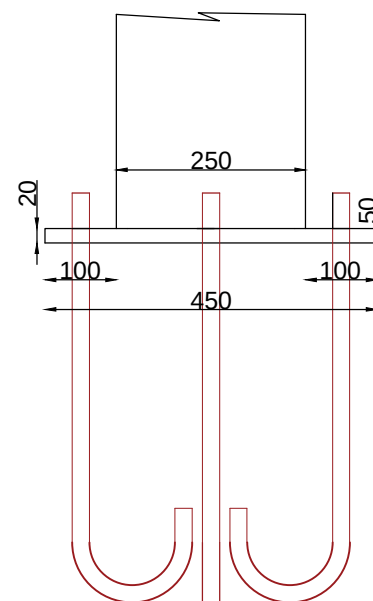


DETAILS DE LA PLATINE

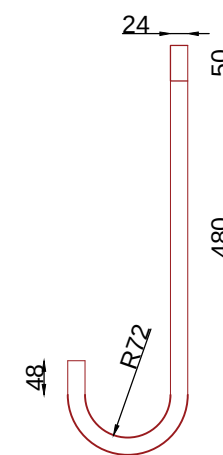
ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAU DU PORTIQUE



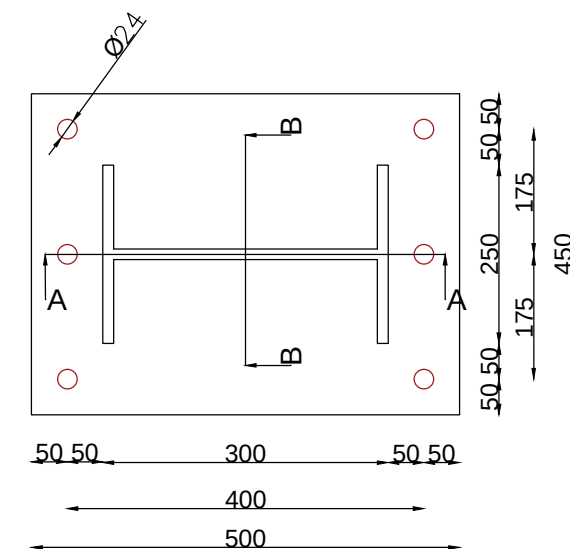
COUPE A-A



COUPE B-B



DETAILS DE LA TIGE



DETAILS DE LA PLATINE

ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAU DU PLANCHER

TERRAIN DE 1ha a SAONRE (KOMSilGA)

- B1= 115.147grd
- B2= 94.382 grd
- B3= 100.454 grd
- B4= 90.01 grd

