



**ETUDE TECHNIQUE D'UNE STRUCTURE
METALLIQUE : CAS DE LA ZONE LAVAGE DU
PÔLE AGROALIMENTAIRE DU GRAND
NOKOUE A ABOMEY CALAVI EN REPUBLIQUE
DU BENIN**

**MEMOIRE D'OBTENTION POUR LE DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC
GRADE DE MASTER**

SPECIALITE GENIE-CIVIL BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 16 Juillet 2025 par

Yann Emmanuel Franz Koffi NOUGBODE (n°2021 0172)

Directeur de mémoire : M. Moussa LO, Enseignant en Génie Civil, Institut 2iE

Maître de Stage : Germain TACKIYOU AKAMBI, Ingénieur Génie Civil, Directeur
Technique BANCA ENGINEERING

Structure d'accueil du Stage : BANCA ENGINEERING

Jury d'évaluation du Stage :

Président : Prof. Amadou KEITA

Membres : M. Marc COMBERE

M. Moussa CHAIBOU

Promotion [2024/2025]

DEDICACES

Je dédie ce travail :

- À mes parents **Martin et Françoise NOUGBODE**, pour leur soutien inconditionnel, leur amour et leur foi en moi tout au long de ce parcours à 2iE et surtout à maman pour ses prières ;
- À ma sœur, **Ilona NOUGBODE** pour ses encouragements constants, son soutien moral, la joie et la sécurité qu'elle m'apporte ;
- À toute ma famille, et particulièrement à mes cousins, pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont :

- À l'Institut 2iE pour la qualité de la formation dispensée ainsi que le cadre académique qui ayant favorisé la concrétisation de ce travail ;
- À mon Directeur de Mémoire M. **Moussa LO**, pour m'avoir accompagné tout au long de ce travail à travers sa disponibilité, ces conseils ainsi que ces remarques constructives ;
- À **M. Franck ACCROMBESSY**, Directeur Général de BANCA ENGINEERING, pour m'avoir autorisé à effectuer mon stage dans son entreprise, et à travers lui, à tout son personnel ;
- À M. **Germain TACKIYOU AKAMBI**, Directeur Technique de BANCA ENGINEERING, mon maître de stage, pour tout le temps qu'il m'a consacré tout au long de la durée du stage ;
- À M. **Maurel AINA** pour son accompagnement et ses conseils sur le terrain durant ce stage ;
- À mes professeurs pour leur dévouement dans la transmission du savoir ;
- À mes amis et camarades de classe pour leur soutien tout au long de ce parcours.
- A vous chers membres du jury, pour le sacrifice consenti afin d'apprécier la qualité de ce travail. Que le Seigneur vous bénisse et vous garde

RESUME

Ce mémoire porte sur l'étude technique d'un bâtiment à usage de garage de lavage, conçu à partir d'une structure en charpente métallique réalisée en profilés reconstitués soudés (PRS). L'objectif principal est de concevoir une structure conforme aux normes de sécurité, de performance et de durabilité, en suivant les prescriptions de l'Eurocode. L'approche adoptée inclut des calculs manuels ainsi que l'utilisation d'outils numériques tels que Robot Structural Analysis (R.S.A.).

L'étude inclut une analyse approfondie des charges permanentes, d'exploitation et climatiques, permettant de dimensionner de manière rigoureuse des éléments structuraux : pannes, traverses, poteaux, contreventements, assemblages et fondations. Afin d'évaluer la pertinence du choix des PRS, une variante de la structure a été proposée en utilisant des profilés laminés standards. Il ressort de notre étude que la variante proposée pèsera **107 827 kilogrammes** et coûtera en termes de réalisation **355 973 550 Francs CFA (TTC)**. Ce travail met en évidence l'intérêt d'une démarche méthodique intégrant la conception optimisée, la maîtrise des outils numériques et l'analyse technico-économique dans la réalisation d'ouvrages métalliques modernes.

Mots clés :

- 1) Dimensionnement
- 2) Eurocode
- 3) Profilés laminés
- 4) Profilés Reconstitués Soudés
- 5) Robot Structural Analysis (R.S.A.)

ABSTRACT

This thesis focuses on the technical study of a building intended for use as a car wash garage, designed from a steel frame structure made of welded built-up profiles (WBP). The main objective is to design a structure compliant with safety, performance, and durability standards, following the Eurocode requirements. The approach adopted includes manual calculations as well as the use of digital tools such as Robot Structural Analysis (R.S.A.).

The study includes an in-depth analysis of permanent, live, and climatic loads, enabling the rigorous design of structural elements such as purlins, rafters, columns, bracings, connections, and foundations. To assess the relevance of choosing welded built-up sections (PRS), an alternative version of the structure was proposed using standard rolled profiles. Our study shows that the proposed variant would weigh **107,827** kilograms and cost **355,973,550 CFA** (including taxes) to construct. This work highlights the value of a methodical approach that integrates optimized design, mastery of digital tools, and techno-economic analysis in the construction of modern steel structures.

Key Words :

- 1) Design
- 2) Eurocode
- 3) Robot Structural Analysis
- 4) Rolled Profiles
- 5) Welded built-up profiles (WBP)

SOMMAIRE

DEDICACES	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
SOMMAIRE	vi
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES ABREVIATIONS	1
INTRODUCTION	2
1 Présentation de la structure d'accueil et du projet	4
1.1 Présentation de la structure d'accueil.....	4
1.1.1 BANCA ENGINEERING	4
1.1.2 Situation géographique et organisationnelle de BANCA Engineering	4
1.2 Présentation du projet	6
1.2.1 Contexte du projet	6
1.2.2 Justification.....	6
1.2.3 Diagnostique/Etat des lieux	7
1.2.4 Données de base	7
2 Matériel et méthodologie	9
2.1 Matériel.....	9
2.1.1 Documents techniques et plans.....	9
2.1.2 Outils logiciels.....	9
2.1.3 Normes et références	9
2.2 Méthodologie.....	9
2.2.1 Description de la structure.....	10
2.2.2 Hypothèses de calculs.....	10
2.2.3 Etude de faisabilité technique	10
2.2.4 Etude de faisabilité financière	10
3 Résultats de l'étude technique	11
3.1 Introduction	11
3.2 Présentation des résultats.....	11
3.2.1 Pression du vent.....	11
3.2.2 Toiture.....	16
3.2.3 Les pannes	19

3.2.4	Les Liernes	22
3.2.5	Les lisses de bardage	24
3.2.6	Les potelets de pignon	26
3.2.7	Contreventements	26
3.2.8	Les traverses	28
3.2.9	Les poteaux.....	31
3.2.10	Platines et ancrages en pied de poteaux	33
3.2.11	Les assemblages	34
3.2.12	Les fondations	45
3.2.13	Synthèse des résultats obtenus	47
3.3	Présentation de la solution 2	48
4	Résultats de l'étude financière	49
4.1	Introduction	49
4.2	Estimation des coûts des solutions 1 et 2	49
4.3	Conclusion partielle	50
5	Notice d'impact environnementale	51
5.1	Introduction	51
5.2	Rappel du cadre législatif régissant le projet	51
5.3	Rappel des composantes et phases du projet	51
5.4	Identification et évaluation des impacts.....	52
5.5	Plan de Gestion Environnemental et Social	53
5.5.1	Mesures préventives	53
5.5.2	Mesures de réduction.....	53
5.6	Conclusion partielle	55
	Conclusion	56
	BIBLIOGRAPHIE	57
	ANNEXE	I
	Annexe 1 : Etude détaillée de la pression du vent	II
	Annexe 2 : Détails de calcul des pannes	XII
	Annexe 3 : Détails de calcul des liernes	XV
	Annexe 4 : Note de calcul des pannes	XVII
	Annexe 5 : Détail de calcul des lisses de bardage.....	XVIII
	Annexe 6 : Note de calcul des lisses de bardage.....	XX
	Annexe 7 : Détails de calculs des potelets	XXI
	Annexe 8 : Détails de calcul des contreventements	XXI
	Annexe 9 : Note de calcul des contreventements	XXII

Annexe 10 : Détails de calcul des poutres	XXIII
Annexe 11 : Note de calcul des poutres	XXVII
Annexe 12 : Détails de calcul des poteaux	XXIX
Annexe 13 : Note de calcul des poteaux	XXXI
Annexe 14 : Détails de calcul des assemblages	XXXIII
Annexe 15 : Note de calcul des assemblages.....	XXXIX
Annexe 16 : Détail du calcul des fondations.....	LXXI
Annexe 17 : Note de calcul de la semelle	LXXIII
Annexe 18 : Présentation graphique de la structure.....	LXXXII

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Coefficient de pression extérieur sur la toiture (long pan exposé)	12
Tableau 2 : Coefficient de pression extérieur sur la toiture (Mur pignon exposé)	13
Tableau 3 : Coefficients de pression extérieure sur murs	13
Tableau 4 : Pression du vent sur les murs longs pans ($C_{pi} = +0,2$)	14
Tableau 5 : Pression du vent sur les murs longs pans ($C_{pi} = -0,3$)	14
Tableau 6 : Pression du vent sur les murs pignons ($C_{pi} = +0,2$)	15
Tableau 7 : Pression du vent sur les murs pignons ($C_{pi} = -0,3$)	15
Tableau 8 : Résumé des pressions aérodynamiques les plus défavorables	15
Tableau 9 : Dimensions et charges surfaciques d'un panneau de couverture	17
Tableau 10 : Détermination des charges appliquées sur une panne	20
Tableau 11 : Effort de traction dans les liernes	23
Tableau 12 : Prédimensionnement des lisses de bardage	24
Tableau 13 : Vérification des potelets à la flexion	26
Tableau 14 : Vérification des traverses en flexion	30
Tableau 15 : Vérification de la flèche	30
Tableau 16 : Evaluation du coefficient de réduction	32
Tableau 17 : Résultat du prédimensionnement de la platine	33
Tableau 18 : Epaisseur de la platine	34
Tableau 19 : Limite élastique et contrainte de rupture des boulons	35
Tableau 20 : Caractéristiques des boulons	35
Tableau 21 : Efforts agissant sur l'assemblage	38
Tableau 22 : Efforts agissant sur l'assemblage poutre-poutre	41
Tableau 23 : Pression reprise par l'échantignole	44
Tableau 24 : Résultat du dimensionnement	45
Tableau 25 : Résultats du prédimensionnement	45
Tableau 26 : Section d'armature retenue	46
Tableau 27 : Récapitulatif des résultats de calcul	47
Tableau 28 : Résultats obtenus sur Robot Structural Analysis	47
Tableau 29 : Eléments de la solution retenue	48
Tableau 30 : Etude financière des différentes propositions	49

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Structure organisationnelle de BANCA ENGINEERING	5
Figure 2: Délimitation des parois de la structure (long pan exposés)	11
Figure 3: Délimitation des parois de la structure (Mur pignon exposé).....	12
Figure 4 : Tôle en acier galvanisé	16
Figure 5 : Aperçu d'un chéneau de toiture.....	18
Figure 6: Installation des pannes	19
Figure 7 : Schéma d'une panne en flexion déviée.....	20
Figure 8 : Aperçu des liernes	22
Figure 9 : Distribution de l'effort de traction	22
Figure 10 : Aperçu des lisses de bardage.....	24
Figure 11 : Schéma des lisses.....	25
Figure 12 : Aperçu des potelets	26
Figure 13 : Aperçu de la poutre au vent (à gauche) et du palet de stabilité (à droite).....	27
Figure 14 : Effort F en tête des potelets	27
Figure 15 : Décomposition de la pression P.....	28
Figure 16: Montage d'une traverse	29
Figure 17 : Aperçu des poteaux	31
Figure 18 : Modélisation du pied de poteau	33
Figure 19 : Montage d'une traverse sur le site	36
Figure 20 : Illustration du serrage contrôlé.....	37
Figure 21 : Modélisation poteau-traverse.....	37
Figure 22 : Modélisation traverse-traverse.....	41
Figure 23 : Système Panne-Traverse-Echantignole	43
Figure 24 : Géométrie de l'échantignole	43
Figure 25 : Equipements de Protection Individuelle (E.P.I)	54
Figure 26 : Aperçu d'une nacelle.....	55

LISTE DES ABREVIATIONS

EC : Eurocode

IPE : Profilé en I à ailes parallèles laminé à chaud

HEA : Profilé en H à ailes larges

RSA : Robot Structural Analysis (logiciel Autodesk)

ELU : État Limite Ultime

ELS : État Limite de Service

SNGR : Système National de Gestion des Risques

MPa : Mégapascal

daN : Décanewton (unité de force)

m² : mètre carré

mm : millimètre

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

PRS : Profils Reconstitués Soudés

INTRODUCTION

Le développement des infrastructures modernes repose en grande partie sur la capacité à concevoir des structures efficaces, durables et adaptées aux besoins spécifiques des utilisateurs. Dans cette optique, la construction métallique occupe une place de plus en plus importante dans le secteur du bâtiment, en raison de ses nombreux avantages tels que la rapidité de mise en œuvre, la légèreté des matériaux, la résistance mécanique élevée et la modularité des éléments. Ces caractéristiques en font une solution particulièrement adaptée pour des projets à vocation industrielle, logistique ou commerciale.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent travail, qui porte sur l'étude technique d'un bâtiment à ossature métallique destiné au lavage et à l'entretien des véhicules au sein du « Pôle agroalimentaire du Grand Nokoué » situé dans la commune de Abomey-Calavi, au Bénin. Ce pôle constitue un projet stratégique d'envergure nationale, visant à améliorer la chaîne de valeur agroalimentaire dans la région du Grand Nokoué, notamment en facilitant la logistique, le stockage, la transformation et la commercialisation des produits agricoles. La construction d'un bâtiment de lavage-garage répond à la nécessité de disposer d'infrastructures de soutien efficaces pour les activités logistiques du site.

L'objectif principal de ce mémoire est de réaliser une « **étude technique complète de la structure métallique du bâtiment lavage-garage** ». Le bâtiment occupera une superficie de 2330 m², soit 50 mètres de longueur pour 46,6 m de largeur. La hauteur faîtière sera de 8,2 mètres et les semelles de fondation seront installées à une profondeur de 1,20 mètres sur un sol d'une contrainte de 2,50 bars. L'étude sera faite depuis la conception jusqu'à la vérification des différents éléments porteurs, en s'appuyant sur les normes Eurocode et sur l'utilisation de l'outil de modélisation numérique Robot Structural Analysis (RSA). De manière spécifique, nous proposerons une variante en profilés laminés à la structure de base qui est en profilés reconstitués soudés. Les éléments de cette variante seront par la suite dimensionnés puis nous évaluerons le coût du projet.

En vue d'atteindre nos objectifs, nous débuterons par la modélisation de la variante sur RSA. Nous évaluerons et ferons la descente des charges, ce qui nous permettra de dimensionner les éléments de cette variante et de faire les vérifications nécessaires aux états limites. Au terme des calculs, nous évaluerons le poids et le coût de la structure à travers un devis quantitatif et estimatif. Notre étude se conclura par une notice d'impact environnementale et sociale.

Le présent document est structuré en plusieurs parties. Après une présentation de la structure d'accueil et du site d'étude, le projet est décrit dans ses aspects techniques et fonctionnels. La méthodologie adoptée pour l'analyse est ensuite détaillée, suivie par l'étude technique approfondie des éléments de la structure. L'étude d'impact environnemental ainsi qu'une estimation sommaire des coûts de construction sont également intégrées, avant de déboucher sur les principales recommandations techniques et les perspectives d'amélioration.

1 Présentation de la structure d'accueil et du projet

1.1 Présentation de la structure d'accueil

1.1.1 BANCA ENGINEERING

BANCA Engineering est un bureau d'étude intervenant dans plusieurs domaines dont le génie civil et la construction métallique. Il intervient dans la conception et le suivi de la mise en œuvre de structures métalliques pour divers types de bâtiments et infrastructures. Forte de son expérience, l'entreprise s'engage à fournir des solutions innovantes et adaptées aux besoins de ses clients, tout en respectant les normes de qualité et de sécurité en vigueur.

BANCA Engineering s'appuie sur des principes fondamentaux pour garantir la satisfaction de ses clients et la réussite de ses projets :

- **Qualité et sécurité** : Respect strict des normes de construction et des règles de sécurité sur les chantiers.
- **Innovation et performance** : Utilisation des dernières technologies pour optimiser les structures métalliques.
- **Respect de l'environnement** : Prise en compte des aspects environnementaux dans les choix techniques et les méthodes de construction.
- **Satisfaction client** : Accompagnement personnalisé et adaptation aux besoins spécifiques des projets.

BANCA Engineering a participé à plusieurs projets d'envergure, notamment la construction de bâtiments industriels, entrepôts, infrastructures sanitaires, usines et centres logistiques. L'entreprise est également impliquée dans le projet du Pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Calavi, un complexe visant à moderniser les infrastructures agroalimentaires de la région.

1.1.2 Situation géographique et organisationnelle de BANCA Engineering

Le siège de l'entreprise est situé au Bénin dans la ville de Cotonou, plus précisément dans le quartier d'Agla Hlazounto en face de l'école primaire publique de Hlazounto. L'organisation structurelle de l'entreprise est traduite par l'organigramme ci-dessous :

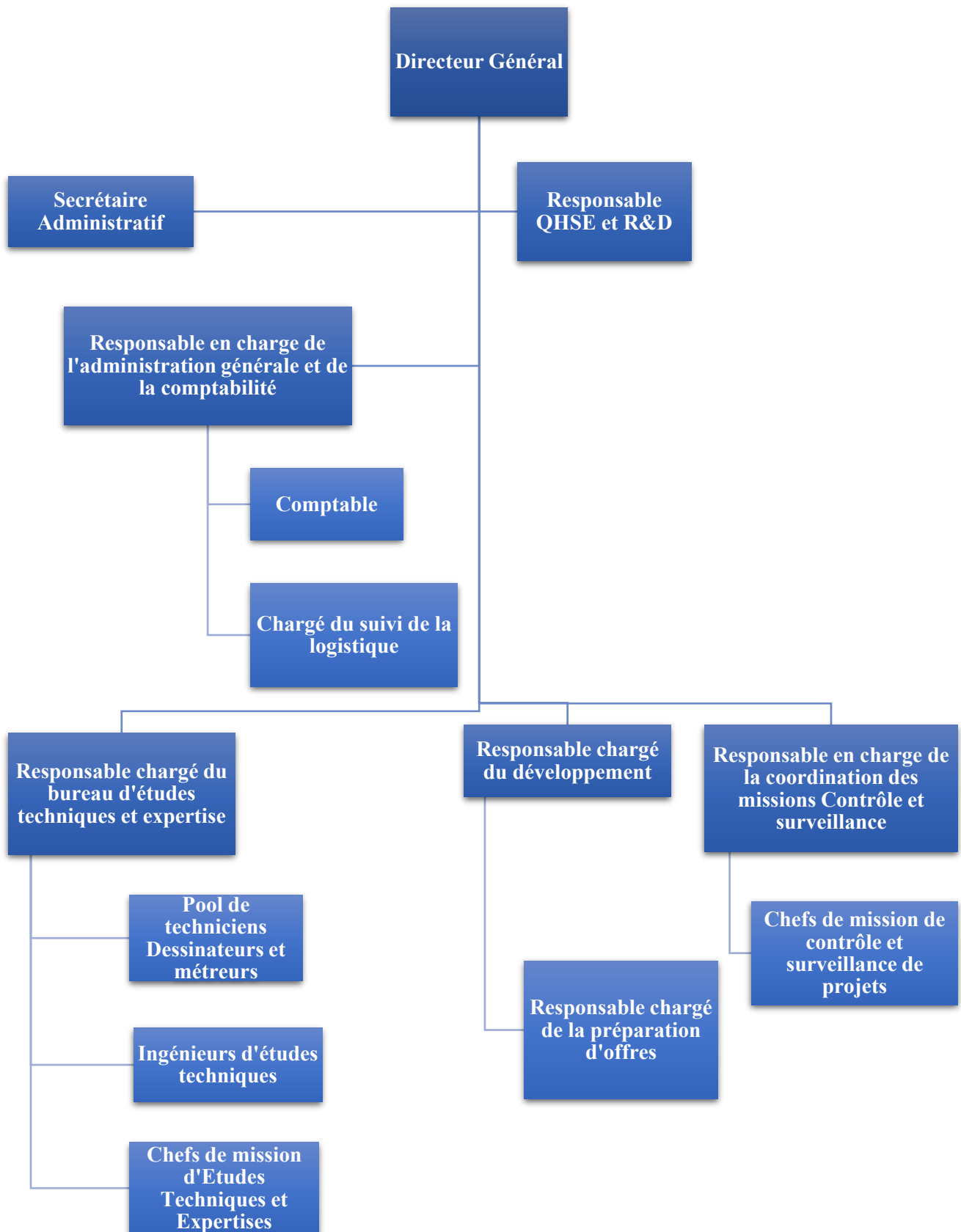


Figure 1: Structure organisationnelle de BANCA ENGINEERING [1]

1.2 Présentation du projet

1.2.1 Contexte du projet

Le développement du Pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey-Calavi s'inscrit dans une volonté de moderniser les infrastructures liées à la production, à la transformation et à la commercialisation des produits agricoles au Bénin. Ce pôle d'envergure vise à répondre à la demande croissante en équipements modernes pour soutenir les activités logistiques et industrielles dans la chaîne de valeur agroalimentaire. C'est dans ce cadre qu'intervient la construction d'un bâtiment métallique à usage de lavage-garage, destiné à l'entretien régulier des véhicules utilisés sur le site.

La solution retenue, une structure métallique, a été privilégiée pour ses nombreux avantages : rapidité d'exécution, modularité, facilité d'extension et coût d'entretien réduit. Elle répond également aux exigences fonctionnelles du projet, à savoir accueillir des véhicules de différentes tailles, garantir une bonne ventilation, et résister aux conditions climatiques de la région.

1.2.2 Justification

Le projet de construction du pôle agroalimentaire de l'agglomération du Grand Nokoué s'inscrit dans le cadre du Programme d'Actions du Gouvernement (PAG) du Bénin, notamment dans son « pilier 2 : transformation structurelle de l'économie, et son axe stratégique 4 : amélioration de la croissance économique ». L'objectif est de désengorger le marché Dantokpa de Cotonou, aujourd'hui saturé, mal organisé et en proie à des dysfonctionnements graves tant sur le plan logistique que sanitaire, social et environnemental.

Le transfert des activités de gros de ce marché vers un site mieux adapté à Abomey-Calavi permettra de :

- Séparer les activités de gros et de détail pour une meilleure organisation des flux commerciaux ;
- Réduire les embouteillages en centre-ville de Cotonou ;
- Offrir une plateforme logistique moderne avec chaîne de froid, normes d'hygiène, sécurité et transformation agroalimentaire ;
- Renforcer l'attractivité économique de la région tout en répondant à des enjeux de développement durable.

Ce projet est aussi un levier de restructuration urbaine, d'amélioration de la sécurité alimentaire, et de valorisation des filières agricoles nationales à haute valeur ajoutée (riz, ananas, anacarde, mangue...).

1.2.3 Diagnostique/Etat des lieux

Le site du projet est localisé à l'extrême nord de l'arrondissement d'Abomey-Calavi, sur un domaine d'environ 168 hectares, caractérisé par :

- Un environnement semi-rural, dominé par des terrains agricoles en jachère et de la végétation spontanée ;
- Une topographie plane, un sol de type ferralitique et l'absence de cours d'eau à proximité immédiate ;
- Une occupation humaine dispersée avec la présence de ménages, d'exploitants agricoles saisonniers et des infrastructures diverses, impliquant la nécessité de relocalisation et de compensations.

Sur le plan socio-économique, la commune d'Abomey-Calavi est en pleine croissance démographique et urbaine. La saturation du marché Dantokpa et les difficultés d'accès au centre-ville de Cotonou rendent donc urgent le développement d'une infrastructure de marché moderne et déconcentrée.

1.2.4 Données de base

a) Informations sur le projet

- **Nom** : Construction du pôle agroalimentaire de l'agglomération du Grand Nokoué à Abomey-Calavi
- **Localisation** : Commune d'Abomey-Calavi, arrondissement de Calavi
- **Superficie du site** : 168 ha
- **Promoteur** : Agence du Cadre de Vie pour le Développement du Territoire (ACVDT)
- **Consultant EIES** : ARTELIA / CREDD
- **Composantes principales** :
 - ✓ Marché de gros
 - ✓ Abattoir moderne

- ✓ Zone de transformation agroalimentaire
- ✓ Services annexes (administration, réseau routier interne, gestion des déchets, station de lavage...)

b) Enjeux identifiés

- Maîtrise des flux logistiques et amélioration de la fluidité urbaine
- Réduction des risques sanitaires et environnementaux
- Valorisation des produits agricoles locaux
- Création d'emplois et dynamisation économique régionale
- Nécessité d'un Plan d'Action de Réinstallation (PAR) pour les populations affectées
- Sécurité liée à la présence d'une ligne haute tension sur le site

2 Matériel et méthodologie

2.1 Matériel

2.1.1 Documents techniques et plans

- Plans d'architecture et d'implantation du bâtiment
- Dossier technique du projet (dimensions, type de couverture, systèmes d'assemblage)
- Rapport d'étude d'impact environnemental et social du pôle agroalimentaire.

2.1.2 Outils logiciels

- **Autodesk Robot Structural Analysis** : utilisé pour la modélisation 3D de la structure, l'application des charges, la génération des combinaisons d'actions, et l'analyse des efforts internes (N, M, V).
- **Microsoft Excel** : pour le calcul manuel et la vérification des éléments non modélisés (pannes, lisses, liernes, potelets...).
- **Microsoft Word** : pour la rédaction du mémoire et la mise en forme des tableaux de calculs.

2.1.3 Normes et références

- **EN 1990 – Eurocode 0** : Bases du calcul des structures.
- **EN 1991 – Eurocode 1** : Actions sur les structures (charges climatiques, poids propres...).
- **EN 1993 – Eurocode 3** : Calcul des structures en acier.
- Documents complémentaires et fiches techniques des profilés métalliques (IPE, HEA, cornières...).

2.2 Méthodologie

Pour répondre aux objectifs de notre étude, nous avons adopté l'approche méthodologique suivante :

- Description de la structure du bâtiment
- Définition des hypothèses de calcul
- Etude de faisabilité technique
- Etude faisabilité financière

2.2.1 Description de la structure

Le bâtiment est caractérisé par :

- Les plans architecturaux ;
- Les vues en plan + coupes ;
- Les dimensions suivantes :
 - Longueur (L) : 50 m
 - Largeur (l) : 46,6 m
 - Hauteur sablière : 7,5 m
 - Hauteur au poinçon : 8,2 m
- Les éléments structuraux seront répartis sur sept (07) portiques espacés de 8,3 m chacun ;
- La contrainte admissible du sol support est : $\sigma = 2,50 \text{ bars}$;
- La profondeur d'ancrage des semelles de fondation est : 1,20 m.

2.2.2 Hypothèses de calculs

- Les caractéristiques des aciers utilisés pour la structure sont les suivantes :
 - Nuance de l'acier : S355
 - Limite d'élasticité : $f_y = 355 \text{ MPa}$
 - Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Pour le béton de fondation, les caractéristiques suivantes ont été considérées :
 - Résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
 - Poids volumique béton : $\rho = 25 \text{ kg/m}^3$
 - Fissuration : Préjudiciable

2.2.3 Etude de faisabilité technique

Cette partie sera consacrée essentiellement au calcul des éléments structuraux. Pour y parvenir, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Etude de la pression du vent ;
- Dimensionnement manuel des éléments structuraux ;
- Dimensionnement des éléments structuraux sur Robot Structural Analysis ;
- Synthèse des résultats obtenus pour les deux méthodes ;

2.2.4 Etude de faisabilité financière

Dans cette rubrique, nous avons évalué le coût de la structure sur la base des résultats obtenus précédemment.

3 Résultats de l'étude technique

3.1 Introduction

L'étude de faisabilité technique a pour objectif de vérifier la capacité de la structure métallique à satisfaire les exigences de résistance, de stabilité et de sécurité conformément aux normes en vigueur. Elle s'appuie sur les données collectées, les hypothèses formulées, les modélisations réalisées et les résultats issus du dimensionnement de chaque élément de la structure. La présente partie est consacrée au dimensionnement technique des solutions adoptées, notamment en matière de pression du vent et des éléments constitutifs de la structure du bâtiment.

3.2 Présentation des résultats

3.2.1 Pression du vent

Le vent est un élément majeur à prendre en compte dans la réalisation d'une structure métallique. Ainsi, la pression du vent a été déterminée conformément aux normes de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-4), en considérant différentes orientations :

a) Vent perpendiculaire au mur long pan ($\theta = 0^\circ$)

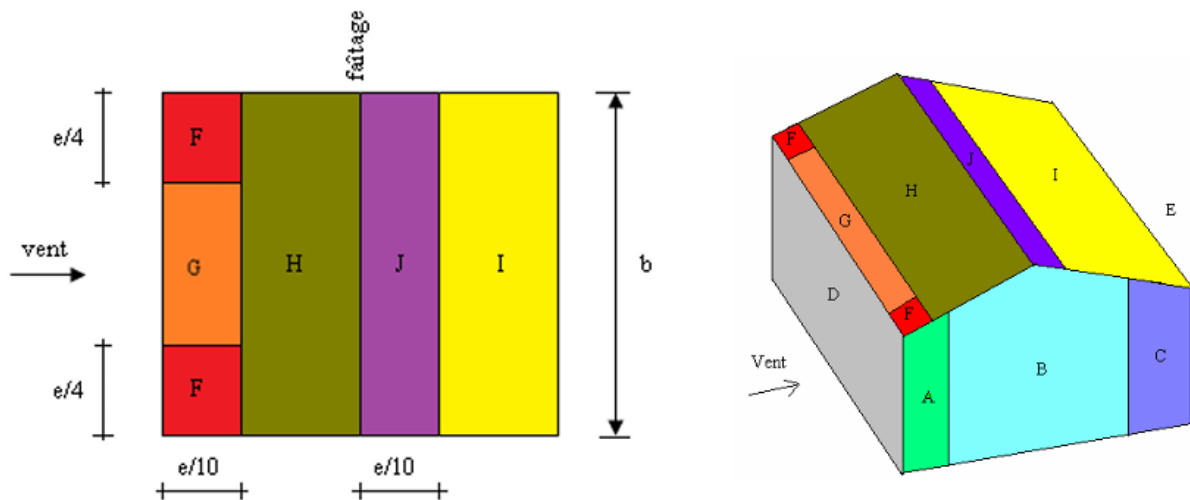


Figure 2: Délimitation des parois de la structure (long pan exposés) [2]

Tableau 1 : Coefficient de pression extérieure sur la toiture (long pan exposé) [2]

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

b) Vent perpendiculaire au mur pignon ($\theta = 90^\circ$)

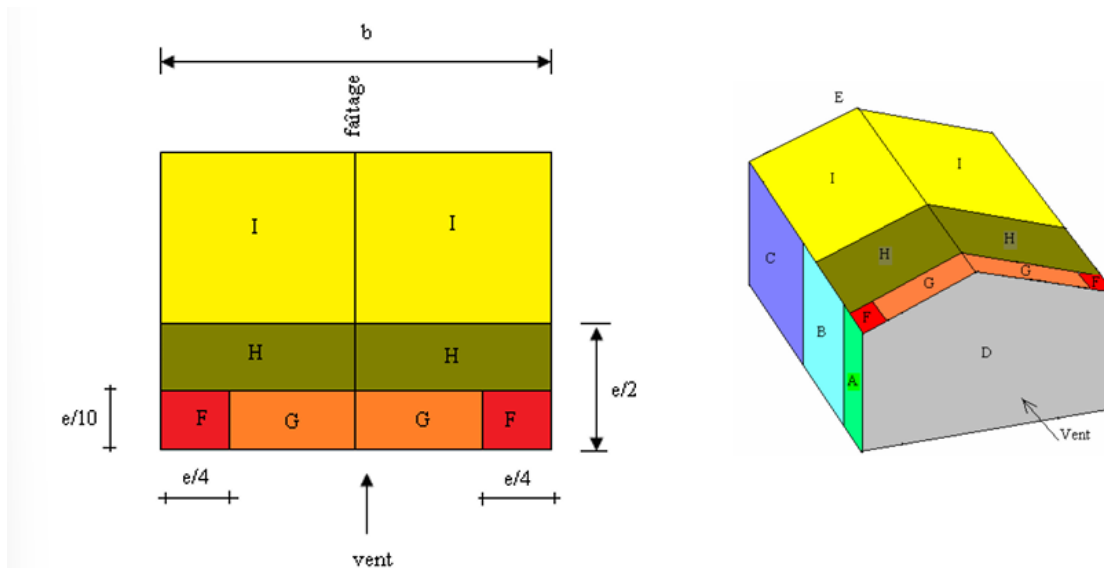


Figure 3 : Délimitation des parois de la structure (Mur pignon exposé) [2]

Tableau 2 : Coefficient de pression extérieur sur la toiture (Mur pignon exposé) [2]

Pent α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

c) Parois verticales

$$\frac{h}{d} = \frac{7,5}{50} = 0,15 \leq 0,25$$

Les valeurs de C_{pe} seront donc tirées directement du tableau suivant pour $\frac{h}{d} \leq 0,25$:

Tableau 3 : Coefficients de pression extérieure sur murs [2]

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

d) Coefficients de pression intérieure

Nous considérerons les valeurs de pression et de dépression intérieures les plus défavorables recommandées par l'Eurocode 1

Pression intérieure : $C_{pi} = + 0,2$

Dépression intérieure : $C_{pi} = -0,3$

e) Pression aérodynamique du vent

Elle se détermine à l'aide de la formule suivante :

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec : $q_p(z) = q_b \times C_e(z) = 42 \text{ daN/m}^2$

Cette formule nous a permis de dresser les tableaux suivants :

Tableau 4 : Pression du vent sur les murs longs pans ($C_{pi} = +0,2$)

Direction du vent normal au long pan ($\theta = 0$)							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)
A	-1,2	+0,2	-58,8	F	-1,77	+0,2	-82,74
B	-0,8		-42	G	-1,2		-58,8
C	-0,5		-29,4	H	-0,6		-33,6
D	+0,7		+21	I	-0,3		-21
E	+0,3		+4,2	J	-0,3		-21

Tableau 5 : Pression du vent sur les murs longs pans ($C_{pi} = -0,3$)

Direction du vent normal au long pan ($\theta = 0$)							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (dan/m ²)
A	-1,2	-0,3	-37,8	F	-1,77	-0,3	-61,74
B	-0,8		-21	G	-1,2		-37,8
C	-0,5		-8,4	H	-0,6		-12,6
D	+0,7		+42	I	-0,3		0
E	+0,3		+25,2	J	-0,3		0

Tableau 6 : Pression du vent sur les murs pignons ($C_{pi} = +0,2$)

Vent normal au mur pignon ($\theta = 90^\circ$)							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (dan/m²)
A	− 1,2	+0,2	−58,8	F	0,67	+0,2	+19,74
B	− 0,8		−42	G	−1,3		−63
C	−0,5		−29,4	H	−0,7		−37,8
D	+ 0,7		+21	I	−0,5		−29,4
E	+ 0,3		+4,2				

Tableau 7 : Pression du vent sur les murs pignons ($C_{pi} = -0,3$)

Vent normal au mur pignon ($\theta = 90^\circ$)							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (dan/m²)
A	− 1,2	−0,3	−37,8	F	+0,67	−0,3	+40,74
B	− 0,8		−21	G	−1,3		−42
C	−0,5		−8,4	H	−0,7		−16,8
D	+ 0,7		+42	I	−0,5		−8,4
E	+ 0,3		+25,2				

f) Récapitulatif des résultats obtenus

Au terme des calculs précédent les pressions les plus défavorables enregistrées au niveau de la structure sont regroupées dans le tableau 8 suivant :

Tableau 8 : Résumé des pressions aérodynamiques les plus défavorables

Surface couverte	Surpression W+ (daN/m ²)	Dépression W- (daN/m ²)
Toiture	+40,74	-82,74
Enveloppe	42	-58,8

N.B. : La démarche de calcul suivie est détaillée en **Annexe 1**

3.2.2 Toiture

a) Panneau de couverture

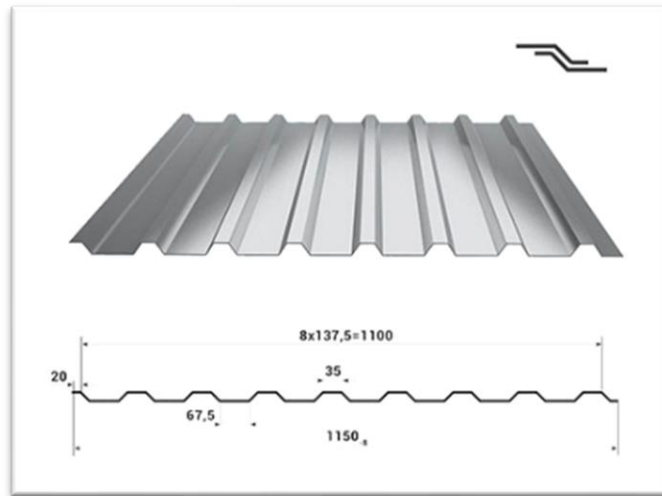


Figure 4 : Tôle en acier galvanisé [3]

Un panneau de couverture désigne un élément préfabriqué utilisé pour recouvrir et protéger les surfaces des bâtiments, notamment les toitures et les façades. Ils sont conçus pour offrir à la fois une protection contre les intempéries, une résistance mécanique élevée et une durabilité dans le temps. Ces panneaux sont généralement constitués de matériaux métalliques, tels que l'acier galvanisé, l'aluminium ou l'acier inoxydable. Les caractéristiques de notre toiture seront choisies en fonction des données du tableau 9 suivant :

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau 9: Dimensions et charges surfaciques d'un panneau de couverture [4]

Nous proposons ainsi comme couverture un panneau sandwich en acier galvanisé ayant les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} \text{Epaisseur: } e = 30 \text{ mm} \\ \text{Poids: } P_c = 12,5 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

b) Chéneaux

Les chéneaux jouent un rôle fondamental dans le dispositif d'évacuation des eaux pluviales. Intégrés à la base des versants de toiture ou positionnés entre deux pans, ils assurent la collecte et le guidage des eaux vers les descentes appropriées. Leur fonction vise à prévenir les écoulements non maîtrisés susceptibles d'endommager les façades, d'affecter la stabilité des fondations ou de provoquer des infiltrations dans l'enveloppe du bâtiment. Ainsi, les chéneaux participent activement à la pérennité de la structure et à la protection de l'ouvrage contre les désordres liés à l'humidité.

La structure faisant l'objet de notre étude sera équipée de quatre (04) chenaux qui seront placés à la base de la toiture. Ces chenaux seront équipés chacun de trois gouttières.



Figure 5 : Aperçu d'un chéneau de toiture [5]

3.2.3 Les pannes

En construction métallique, une panne est un élément structural secondaire horizontal ou légèrement incliné, disposé perpendiculairement aux fermes ou aux portiques, destiné à supporter la couverture du bâtiment (tôles profilées, panneaux sandwich, etc.). Elle transmet les charges de toiture (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, pluie...) aux éléments porteurs principaux que sont les traverses ou fermes.

Les pannes peuvent être réalisées en acier laminé (profils IPE, HEA, etc.) ou en acier formé à froid (profils en Z, C, Sigma). Elles sont dimensionnées principalement à la flexion, et leur stabilité est souvent assurée par des liernes, qui limitent le flambement latéral.



Figure 6: Installation des pannes

a) Evaluation des charges

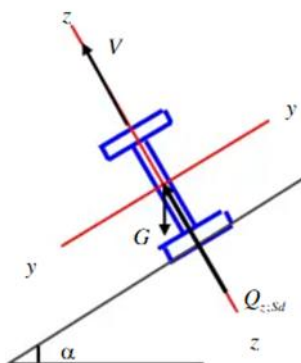


Figure 7 : Schéma d'une panne en flexion déviée [6]

Les vérifications seront faites à l'aide d'un IPE 100

Les charges permanentes seront déterminées à l'aide des éléments suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre du panneau de couverture : } PP_c = 12,5 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Poids propre de la panne : } PP_p = 8,1 \text{ daN/m} \quad [7] \\ \text{Entraxe entre les pannes : } e_p = 1,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour les charges d'entretien, nous considérerons le poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de $P = 100 \text{ kg}$ situées respectivement au $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne.

Pour les **charges du vent**, nous allons nous référer à la pression la plus défavorable s'exerçant sur la toiture.

Tableau 10 : Détermination des charges appliquées sur une panne

CHARGE	FORMULES	RESULTATS (kN/m)
G	$(PP_c \times e) + PP_p$	0,256
Q	$Q = \frac{8 \times P}{3 \times l}$	0,320
W	$W \times e$	1,324

A l'aide de ces charges nous avons déduit les combinaisons les plus défavorables sur les axes y-y et z-z, ce qui nous a donné les résultats suivants :

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} q_{uy} = 1,35G_y + 1,5Q_y = 0,042 \text{ kN/ml} \\ q_{uz} = G_z + 1,5W_z = 1,73 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} q_{sy} = G_y + Q_y = 0,029 \text{ kN/m} \\ q_{sz} = G_z + W_z = -1,068 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

La vérification des pannes devra se faire à l'ELU et à l'ELS afin de s'assurer de la stabilité de la section IPE 100 de la structure.

La vérification à l'ELU se fera à travers la condition suivante :

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

Les combinaisons trouvées précédemment nous ont permis de déterminer les Moment M_y et M_z , ainsi que les moments plastiques M_{ply} et M_{plz} :

$$\begin{cases} M_y = 7,164 \text{ kN.m} \\ M_{ply} = 13,991 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_z = 0,364 \text{ kN.m} \\ M_{plz} = 3,248 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Nous obtenons ainsi une valeur } \left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta = 0,4 < 1$$

Ce qui vérifie donc la résistance à l'ELU

La vérification à l'ELS se fait avec le calcul de la flèche qui doit vérifier la condition suivante :

$$f < \frac{l}{200} \text{ (Avec } l = 833 \text{ cm)}$$

Le calcul de la flèche nous donne les valeurs de 0,11cm et de 5,02 cm respectivement sur les axes y-y et z-z.

Nous avons toutefois constaté que la flèche était excessive sur l'axe z-z rendant ainsi le profilé IPE 100 inadapté aux pannes.

Les calculs sont donc repris cette fois ci avec un IPE 120, ce qui nous permis d'aboutir aux résultats suivants :

- $\left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta = 0,062 < 1$: La vérification à l'ELU peut donc être confirmée
- Nous obtenons une flèche $f = 2,43 \text{ cm} < 4,2 \text{ cm}$: La flèche est donc vérifiée

La section IPE 120 est donc recommandable pour les pannes.

3.2.4 Les Liernes



Figure 8 : Aperçu des liernes

Les liernes sont des tirants qui seront placés à mi portée entre les pannes. Les pannes seront ainsi reliées entre elles, ce qui aura pour effet d'empêcher tout déplacement et risque de flambement. Elles fonctionnent en traction et sont soumises à des efforts croissants au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage.

a) Effort maximal revenant aux liernes

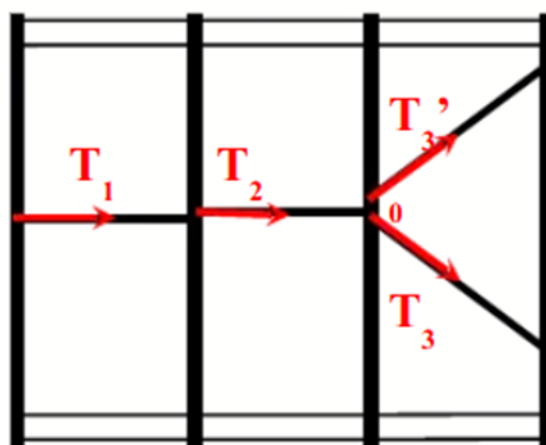


Figure 9 : Distribution de l'effort de traction [8]

Il s'agit de la réaction R du lierne qui est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$R = 1,25 \frac{q_{uy} \times l}{2} = 1,25 \times \frac{0,042 \times 8,33}{2}$$

$$R = 0,219 \text{ kN}$$

Tableau 11 : Effort de traction dans les liernes

Tronçon	Expression de T	Résultats (en kN)
1	$T = R/2$	0,11
2	$T_n = R + T_{n-1}$	0,329
3		0,548
13		2,738
14	$T_{max} = T_{13}/2 \times \sin \theta$	3,818

N.B. : $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1,6}{4,17} \right) = 21,01^\circ$

b) Dimensionnement des liernes

Nous devons ici déterminer le diamètre adéquat pour les liernes. Le tronçon 14 étant le plus sollicité, nous utiliserons la relation suivante :

$$T_{14} \leq N_{pl,rd}$$

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

En tirant A , nous obtenons : $A = \frac{T_{14} \times \gamma_{m0}}{f_y}$

$$T_{14} = 3,818 \text{ kN}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 0,355 \text{ kN/mm}^2$$

Nous obtenons $A \geq 11,83 \text{ mm}^2$

Nous pourrions ainsi obtenir le diamètre ϕ d'une barre ronde à travers la relation suivante :

$$A \geq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 11,83 \text{ mm}^2$$

En recherchant ϕ , nous obtiendrons : $\phi = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = 3,88 \text{ mm}$

Nous pouvons donc conclure que le diamètre adéquat pour les liernes est $\phi = 3,88 \text{ mm}$.

Mais pour des raisons pratiques, nous considérerons plutôt un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$

3.2.5 Les lisses de bardage



Figure 10 : Aperçu des lisses de bardage

a) Prédimensionnement

Le prédimensionnement se fera sous des conditions de vent extrême. Au terme de notre démarche, nous avons porté notre choix sur un IPE 160 comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Prédimensionnement des lisses de bardage

	Formules	Résultats
Pression du vent extrême	$W_e = 1,75 \times W \times e_{lisses}$	154,35 daN/m
Moment fléchissant	$M_y = (W_e \times l_{lisses}^2)/8$	1338,772 daN.m
Condition de prédimensionnement	$M_{ply} \geq M_y/24$	56 cm ³
CONCLUSION	Nous choisirons un IPE 160 ($M_{ply} = 67 \text{ cm}^3$)	

b) Dimensionnement des lisses

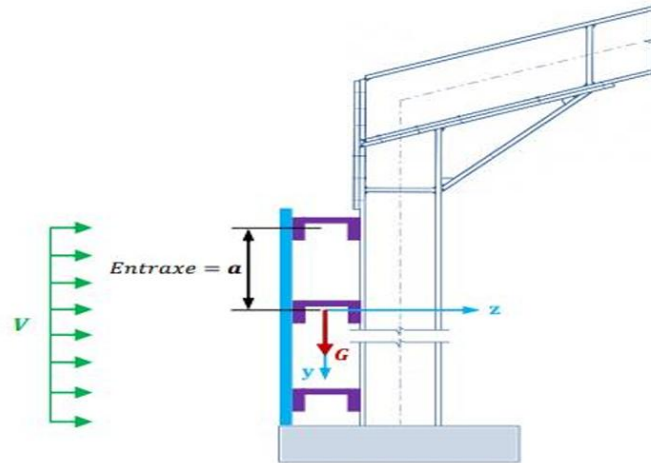


Figure 11 : Schéma des lisses [4]

Le dimensionnement des lisses s'est effectué de manière similaire à celui des pannes, c'est-à-dire à travers les vérifications à l'ELU et à l'ELS ;

Ainsi, le calcul des flèches (ELS) effectué sur les axes y-y et z-z nous donne les résultats suivants :

$$\begin{cases} f_y = \frac{5pl^4}{384EI_y} = 1,4 \text{ cm} \\ f_z = \frac{5pl^4}{384EI} = 3 \text{ cm} \end{cases} \leq \frac{l}{200} = 4,2 \text{ cm}$$

Ce qui nous permet ainsi de confirmer la résistance des lisses à l'ELS.

Le dimensionnement à l'ELU s'est effectué à l'aide de la condition suivante :

$$\frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq f_y$$

Nous avons tout d'abord déterminé les moments M_y et M_z puis obtenus les résultats suivants :

$$\begin{cases} M_y = 13,940 \text{ kN.m} \\ M_z = 796,556 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Nous obtenons ainsi : } \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} = 606,37 \text{ MPa} > f_y = 355 \text{ MPa}$$

La vérification à l'ELU n'est donc pas concluante, ce qui traduit l'inadéquation de l'IPE 160.

Nous avons dû refaire les vérifications à l'ELU, avec cette fois ci un IPE 220 ; ce qui nous donne le résultat suivant :

$$\frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} = 269 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$$

Nous pouvons donc conclure que les **IPE 220** sont recommandables pour les lisses.

3.2.6 Les potelets de pignon



Figure 12 : Aperçu des potelets

Tableau 13 : Vérification des potelets à la flexion

Eléments de calculs	Formules	Résultats
Pression du vent	$W_e \times l_i$	685,314 daN/ml
Moment de flexion M_f	$(P' \times h^2)/8$	5760 daN.m
Modules d'élasticité	$W_{el,y}$	252 cm ³
Contrainte des potelets σ_f	$M_f/W_{el,y}$	229 MPa
Conclusion	$\sigma_f < f_y$: La résistance des potelets à la flexion est donc vérifiée	

3.2.7 Contreventements

Les contreventements sont des éléments structurels, généralement disposés en diagonale ou en treillis, conçus pour assurer la stabilité globale d'une structure métallique face aux efforts horizontaux tels que le vent, les séismes ou d'autres charges latérales. Ils jouent un rôle crucial en empêchant les déformations latérales, en maintenant la géométrie de la structure et en transmettant les charges horizontales vers les fondations.

- Importance des contreventements

- ✓ **Stabilité latérale** : Ils préviennent les déplacements horizontaux indésirables, assurant ainsi la rigidité de la structure.
- ✓ **Transmission des charges** : Ils canalisent les efforts horizontaux vers les fondations, protégeant la structure contre les forces latérales.
- ✓ **Prévention du flambement** : Ils réduisent le risque de flambement des éléments verticaux comme les poteaux.
- ✓ **Intégrité structurelle** : Ils maintiennent la forme et la géométrie de la structure, même sous des charges variables.
- ✓ **Sécurité en zones sismiques** : Ils sont essentiels pour résister aux mouvements sismiques, réduisant ainsi les risques d'effondrement.



Figure 13 : Aperçu de la poutre au vent (à gauche) et du palet de stabilité (à droite)

a) Dimensionnement de la poutre au vent

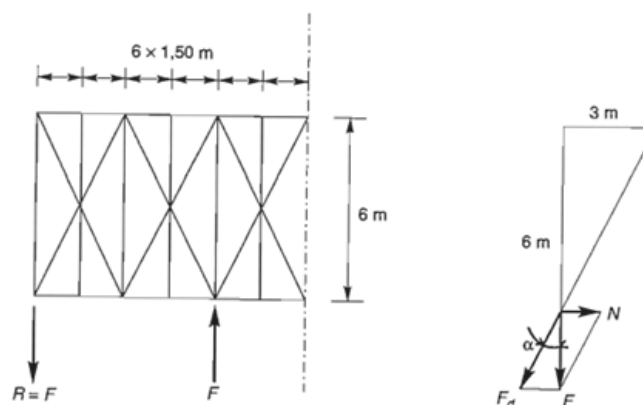


Figure 14 : Effort F en tête des potelets [1]

A l'aide de la pression du vent extrême, nous avons déterminé l'effort de traction dans les diagonales F_d :

$$F_d = F / \cos \alpha$$

$$F_d = 7204,32 \text{ daN}$$

Cela nous a permis de déterminer la section **A** de profil adéquat pour les contreventements supérieurs :

$$A = F_d / f_y$$

$$A = 2,09 \text{ cm}^2$$

En nous basant sur cette valeur, nous avons pu déduire la section de profil adéquat qui est le profilé **L30 × 30 × 4** » ($A = 2,27 \text{ cm}^2$)

b) Dimensionnement du palet de stabilité

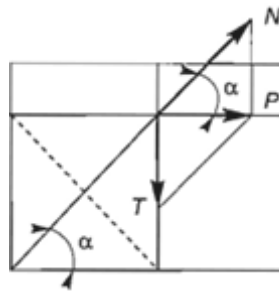


Figure 15 : Décomposition de la pression P [9]

En procédant par la même méthode, nous avons pu également déterminer le profilé adéquat pour les palets de stabilité avec une section **A** telle que :

$$A = N / f_y$$

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

Nous choisissons ainsi le profilé **L35 × 35 × 4** ($A = 2,67 \text{ cm}^2$)

3.2.8 Les traverses

En construction métallique, une traverse est une poutre inclinée située en haut du portique, qui relie deux poteaux verticaux de la structure. Elle supporte directement les pannes de la toiture et transmet les charges (poids de la couverture, vent, etc.) aux poteaux, puis aux fondations. La traverse travaille principalement en flexion, et dans certains cas, elle peut aussi être soumise au déversement.



Figure 16: Montage d'une traverse

- **Descente des charges**

$$\begin{cases} G = G_{panne} \times \text{Entraxe fermes} = 2,132 \text{ kN/m} \\ W = W \times \text{Entraxe fermes} = -6,889 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- **Combinaison des actions**

Les charges les plus défavorables sont obtenues à l'aide de la combinaison suivante :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5W = -7,455 \text{ kN/m} \\ q_s = G + W = -4,757 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- **Prédimensionnement**

Le prédimensionnement a été effectué à l'aide de la condition suivante :

$$W_{ply} \geq W_{min}$$

Nous avons ensuite déterminé le module de flexion minimal W_{min} , qui nous a permis de déduire le profil adéquat pour les traverses :

$$W_{min} = M_{max} / \sigma_{adm}$$

$$W_{min} = 1567,6 \text{ cm}^3$$

Le profilé répondant donc à la condition de prédimensionnement est **IPE 450** ($W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3$)

- **Vérification de la résistance à la flexion**

Nous devons vérifier si le moment fléchissant maximal (M_{max}) et le moment résistant ultime (M_{Rd}) vérifient tous les deux la condition suivante : $M_{max} \leq M_{Rd}$

Tableau 14 : Vérification des traverses en flexion

Eléments de calcul	Formules	Résultats
Moment résistant ultime	$M_{Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}$	549,281 kN.m
Condition de vérification	$505,906 \text{ kN.m} \leq 549,281 \text{ kN.m}$	
Conclusion	La résistance à la flexion est vérifiée	

- **Vérification de la flèche**

La condition de flèche est définie par la relation suivante : $y_{max} \leq \frac{l}{300}$

Données :

$$E = 21\,000\,000 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^3$$

$$l = 23,3 \text{ m} = 2330 \text{ cm}$$

Tableau 15 : Vérification de la flèche

Eléments de calcul	Formules	Résultats (cm)
Flèche	$(5ql^4 - 48M_{max}l^2) / 384EI_y$	4,8
	$l/300$	7,7
Condition de vérification	$4,8 \text{ cm} \leq 7,7 \text{ cm}$	
Conclusion	La flèche est vérifiée	

- **Evaluation du risque de déversement**

Le risque de déversement devra être considéré si la condition suivante n'est pas respectée :

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5}$$

A l'aide des différents calculs menés, nous obtenons la conclusion suivante :

$\bar{\lambda}_{LT} = 3,6 \geq 0,4$: Le déversement devra donc être considéré

- **Vérification de la traverse au déversement**

La résistance de la traverse au déversement sera conditionnée par la relation suivante :

$$M_{max} \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

A travers les calculs menés, il a été constaté que la condition de déversement n'était pas respectée pour un IPE 450 :

$$M_{max} = 505,906 \text{ kN.m} > \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 76,899 \text{ kN.m}$$

Nous avons donc proposé en remplacement, un profil **HEM 550** qui vérifie cette fois-ci la condition de déversement :

$$M_{max} = 505,906 \text{ kN.m} \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 665,651 \text{ kN.m}$$

3.2.9 Les poteaux



Figure 17 : Aperçu des poteaux

- **Descente des charges**

Le poteau sera soumis aux charges qui lui seront transmises par les traverses ainsi qu'à la pression du vent sur la toiture :

$$\begin{cases} G = G_{pannes} + PP_{traverse} = 3,036 \text{ kN/m} \\ W = W \times Entraxe \text{ fermes} = -6,889 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- **Combinaison des charges**

E.L.U. : $q_u = 1,35G + 1,5W = -6,235 \text{ kN/m}$

- **Evaluation du risque de flambement**

Le risque de flambement devra être considéré si : $\bar{\lambda} > 0,2$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = 1,65 > 0,2$$

- **Vérification du poteau au flambement**

$$N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- **Coefficient de réduction χ**

Tableau 16 : Evaluation du coefficient de réduction

	Valeurs	Vérification	Courbe de flambement	χ
h/b	0,96	$h/b \leq 1,2$	c	0,26
t_f	8 mm	$t_f \leq 100 \text{ mm}$		

Nous obtenons après calcul les résultats suivants :

- $N = 23,38 \text{ kN} \leq \chi_1 \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 177,887 \text{ kN}$: La résistance de l'âme du poteau au flambement est donc garantie

La section HEA 100 est donc recommandable pour les poteaux

3.2.10 Platines et ancrages en pied de poteaux

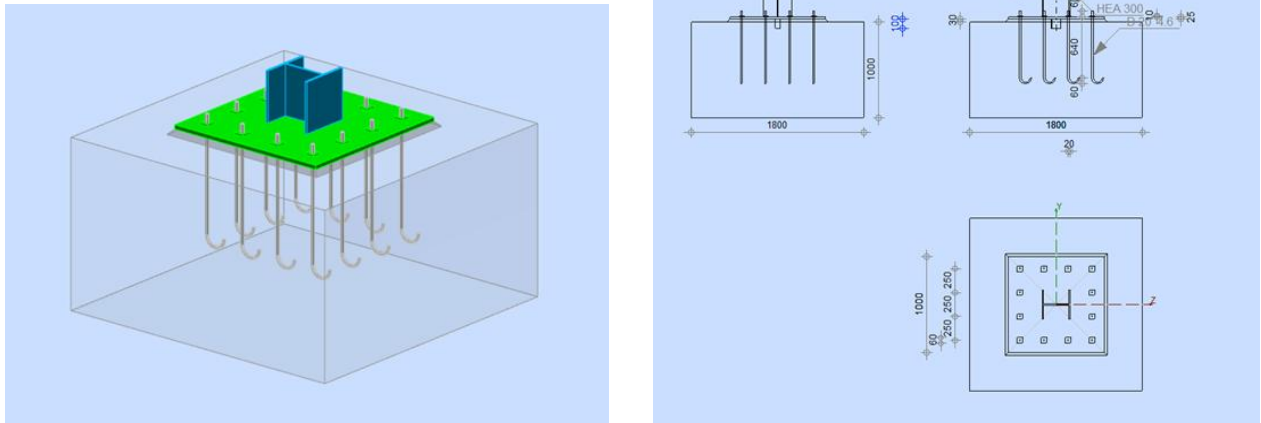


Figure 18 : Modélisation du pied de poteau

Nous retrouvons en pied de poteau, les efforts suivants :

- ✓ Effort de compression sous l'influence des charges permanentes : $N = 87,96 \text{ kN}$
- ✓ Effort dû à la combinaison des charges permanentes et de la pression du vent ($G + W_e$) :
 $V = 51,225 \text{ kN}$

- **Platines**

- **Prédimensionnement de la platine**

Nous désignons respectivement par **L** et **l** la longueur et la largeur de la platine dont les valeurs sont inscrites dans le tableau suivant :

Tableau 17 : Résultat du prédimensionnement de la platine

Eléments	Formules	Valeurs approximatives
L (Longueur)	$h + (2 \times c)$	678
l (largeur)	$b + (2 \times c)$	507

- Epaisseur **t** de la platine

Elle est déterminée à travers la relation suivante : $t \geq u \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$

Tableau 18 : Epaisseur de la platine

Eléments	Formules	Valeurs approximatives
Contrainte de flexion	$\sigma = N/(L \times l)$	0,256 MPa
Epaisseur	$t = u \sqrt{3 \times \sigma / f_y}$	4,651 mm
Conclusion	Nous prendrons $t = 5 \text{ mm}$	

- **Goujons d'ancrage**

Nous utiliserons l'effort admissible par scellement afin de proposer un diamètre ϕ aux goujons d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{364} \right)^2} \times (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq 51,225 \text{ kN}$$

Les calculs réalisés nous donnent un diamètre $\phi = 18,86 \text{ mm}$

Nous pouvons donc opter pour une taille normalisée de $\phi = 20 \text{ mm}$

3.2.11 Les assemblages

a) Généralités

Les assemblages sont des dispositifs qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en s'assurant de la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites, surtout de torsions.

Il existe quatre (04) principaux modes d'assemblage que sont : le boulonnage, le soudage, le rivetage et le collage.

Le boulonnage est le mode d'assemblages employé pour la structure. Les caractéristiques et les classes possibles des différents types de boulons sont présentés dans les tableaux 22 et 23 suivants :

Tableau 19 : Limite élastique et contrainte de rupture des boulons [10]

Valeurs de la limite élastique f_{yb} et de la contrainte de rupture f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/ mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/ mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 20 : Caractéristiques des boulons [10]

Diamètre du boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section brute A (mm ²)	154	201	254	314	380	452	572	707
Section résistante A_s (mm ²)	115	157	192	245	303	353	459	561

b) Mise en œuvre du boulonnage

L'assemblage constitue une phase critique dans la mise en œuvre d'une structure métallique. Parmi les méthodes d'assemblage les plus répandues, le boulonnage se distingue par sa facilité de mise en œuvre et son efficacité structurelle. Cette méthode se déroule en plusieurs étapes clés :

- **La préparation des éléments en atelier**

La première phase consiste en la fabrication des composants métalliques selon les plans d'exécution. Chaque élément (poutres, poteaux, platines, etc.) est découpé et percé avec précision afin de garantir l'alignement parfait des trous. Cette étape, généralement réalisée en atelier, conditionne la qualité et la rapidité de l'assemblage sur chantier.

- **Positionnement et levage des pièces**

Une fois sur site, les éléments sont positionnés à l'aide d'engins de levage, tels que des grues. Le positionnement doit être effectué avec une grande rigueur pour permettre la mise en relation correcte des pièces et éviter les contraintes internes indésirables. Une attention particulière est portée à l'alignement des orifices destinés aux boulons.



Figure 19 : Montage d'une traverse sur le site

- **Insertion des boulons**

L'assemblage proprement dit débute par l'introduction des boulons dans les orifices alignés, accompagnés de rondelles et d'écrous. Les boulons utilisés sont le plus souvent de haute résistance (classes 8.8, 10.9, etc.), conformément aux exigences normatives. Le choix du diamètre, de la longueur et de la classe des boulons est fonction des sollicitations mécaniques à reprendre.

- **Serrage contrôlé**

Le serrage des boulons est une étape déterminante. Il est réalisé à l'aide d'outils adaptés, tels que des clés dynamométriques, afin de garantir la mise en tension adéquate des assemblages. Ce serrage permet d'assurer la transmission correcte des efforts (traction, compression, cisaillement) sans mouvement relatif entre les pièces. Dans les cas d'assemblages structuraux importants, un contrôle du couple de serrage est systématiquement effectué.

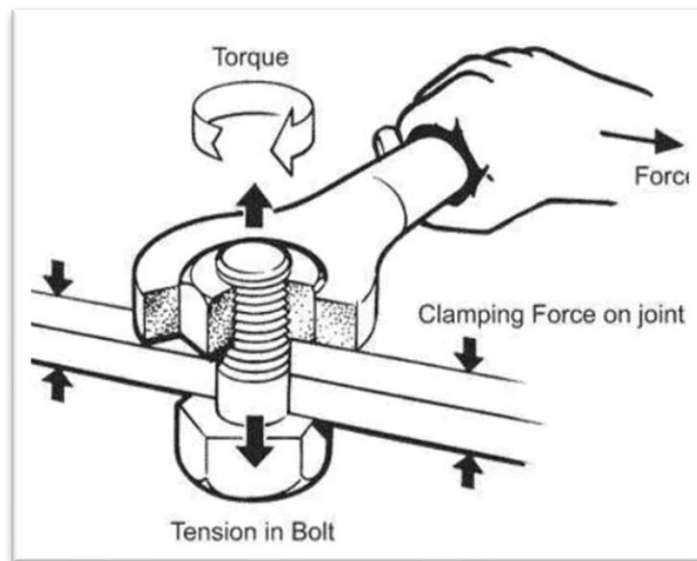


Figure 20 : Illustration du serrage contrôlé [11]

- **Contrôle qualité de l'assemblage**

Enfin, des contrôles de conformité sont réalisés pour valider l'intégrité de l'assemblage. Ces inspections comprennent la vérification visuelle, le contrôle du couple appliqué et, si nécessaire, des essais non destructifs. Ces contrôles visent à garantir la stabilité, la durabilité et la sécurité de la structure métallique assemblée.

- **Assemblage poteau-traverse**

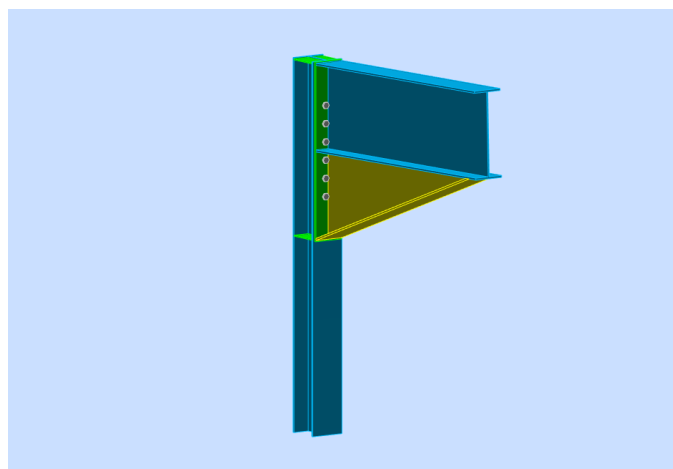


Figure 21 : Modélisation poteau-traverse

– Effort agissant sur l'assemblage

L'assemblage sera soumis aux charges rapportées dans le tableau 24 ci-dessous :

Tableau 21 : Efforts agissant sur l'assemblage

Effort	Formules	Résultats
Effort tranchant V	$qL/2$	88,621 kN
Moment fléchissant M	$q \times L^2/8$	516,221 kN.m
Effort Axial N	$V \times \tan \alpha$	4,489 kN

– Effort N_i dans les boulons

Nous considérerons uniquement les boulons des trois rangées supérieures qui sont les boulons tendus :

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 370 \text{ mm} \\ d_2 = 290 \text{ mm} \\ d_3 = 210 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \sum d_i^2 = 265100 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{516,221 \times 370}{265100} 10^3 = 720,49 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{516,221 \times 290}{265100} 10^3 = 564,708 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{516,221 \times 210}{265100} 10^3 = 408,926 \text{ kN}$$

Nous devons ensuite déterminer le diamètre définitif des boulons qui seront utilisés pour l'assemblage. Il faudra alors que : $N_1 \leq n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

En tirant A_s , nous obtenons :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n}$$

$$A_s \geq \frac{720,49}{0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 2} = 514,64 \text{ mm}^2$$

Le boulon **M30** ($A_s = 561 \text{ mm}^2$) est le boulon qui répond à la condition précédente.

– Moment résistant effectif de l'assemblage (M_R)

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$\text{Avec : } N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 785,4 \text{ kN}$$

$$M_R = \frac{785,4 \times 265100}{370} \times 10^{-3} = 562,728 \text{ kN.m}$$

– **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_1 \leq F_s = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

$$V_1 = \frac{V}{n} = \frac{88,621}{10} = 8,862 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0,4 \times 392,7}{1,25} = 125,664 \text{ kN}$$

Nous pouvons conclure de ce qui précède que la condition de résistance de l'assemblage à l'effort tranchant est vérifiée : $V_1 \leq F_s$

– **Résistance de l'âme du poteau en traction**

$$\text{Nous devons vérifier que : } F_v = \frac{M}{h-t_f} < F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{345 \times 8,6 \times 80}{1} = 237360 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} = \frac{516,221}{0,4-0,014} = 1337,36 \text{ kN}$$

Nous constatons que $F_v = 1337,36 \text{ kN} < F_t = 237360 \text{ kN}$

La résistance de l'âme du poteau à la traction est donc assurée.

– **Résistance de l'âme du poteau en compression**

$$\text{Nous devons vérifier que : } \sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I} < f_y$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faudra songer à raidir l'âme.

$$\sigma_n = \frac{88,621}{84,5 \times 10^{-4}} + \frac{516,221}{1318 \times 10^{-6}} = 402157,646 \text{ kN/m}^2$$

Soit $\sigma_n = 402 \text{ MPa}$

Nous constatons que : $\sigma_n > f_y = 345 \text{ MPa}$: Il sera donc nécessaire de raidir l'âme du poteau.

– **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement**

$$F_V < V_R$$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}} = \frac{0,58 \times 345 \times 400 \times 8,6}{1} = 688344 \text{ N} \approx 688 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{M}{h - t_f} = \frac{516,221}{0,400 - 0,014} = \mathbf{1337,36 \text{ kN}}$$

Nous constatons que :

$F_V > V_R \rightarrow$ Il sera donc nécessaire de poser une fourrure d'âme (épaisseur **10 mm**)

Nous aurons donc : $t_w = 8,6 + 10 = 18,6 \text{ mm}$

$$\text{En recalculant } V_R = \frac{0,58 \times 345 \times 400 \times 18,6}{1} = 1488744 \text{ N} \approx \mathbf{1489 \text{ kN}}$$

$$F_V = \mathbf{1337,36 \text{ kN}} < V_R = \mathbf{1489 \text{ kN}} : \text{OK!!}$$

- **Assemblage Traverse-Traverse**

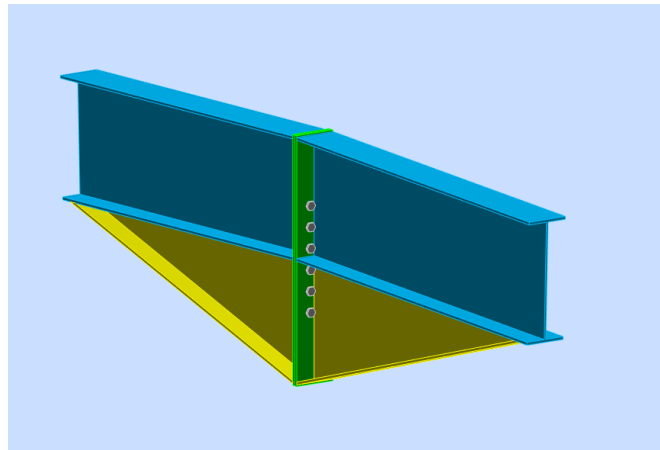


Figure 22 : Modélisation traverse-traverse

Nous conserverons ici les configurations établies pour l'assemblage **traverse-poteau** :

- **Nombre de boulon** : 10
- **Caractéristiques des boulons** : M30 de classe 10.9
- **Effort** :

Tableau 22: Efforts agissant sur l'assemblage poutre-poutre

Effort	Valeur
Effort tranchant V	88,621 kN
Moment fléchissant M	516,221 kN.m

- **Moment résistant effectif de l'assemblage**

Noté M_R , il sera déterminé par la formule suivante :

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$M_R = \frac{785,4 \times 265100}{370} \times 10^{-3} = 562,728 \text{ kN.m}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{V}{n} = \frac{88,621}{10} = 8,862 \text{ kN (Par boulon)}$$

Il faut ensuite vérifier que :

$$V_1 \leq F_s = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

Avec : $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 561 = 392,7 \text{ kN}$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0,4 \times 392,7}{1,25} = 125,664 \text{ kN}$$

Nous pouvons conclure de ce qui précède que la condition de résistance de l'assemblage à l'effort tranchant est vérifiée : $V_1 \leq F_s$

- Résistance de l'âme de la traverse en traction

Nous devons vérifier que : $F_v = \frac{M}{h-t_f} < F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$

$$F_t = 281520 \text{ kN}$$

$$F_v = 1066,57 \text{ kN}$$

Nous constatons que $F_v < F_t$

La résistance de l'âme de la traverse à la traction est donc assurée.

- Résistance de l'âme de la traverse en compression

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I} < f_y$$

$$\sigma_n = \frac{88,621}{116 \times 10^{-4}} + \frac{516,221}{2142 \times 10^{-6}} = 248639,27 \text{ kN/m}^2$$

Soit $\sigma_n = 249 \text{ MPa}$

Nous constatons que : $\sigma_n < f_y = 345 \text{ MPa}$: Il ne sera donc pas nécessaire de raidir

L'âme du poteau.

- Résistance de l'âme de la traverse au cisaillement

$$F_V < V_R$$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}} = 1021 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{M}{h-t_f} = 1066,57 \text{ kN}$$

Nous constatons que :

$F_V > V_R \rightarrow$ Il sera donc nécessaire de poser une fourrure d'âme (épaisseur **10 mm**)

Nous aurons donc : $t_w = 10,2 + 10 = 20,2 \text{ mm}$

En recalculant $V_R = 2021010 \text{ N} \approx 2021 \text{ kN}$

$F_V = 1066,57 \text{ kN} < V_R = 2021 \text{ kN} : \text{OK!!}$

- Assemblage panne-traverse (les échantignoles)

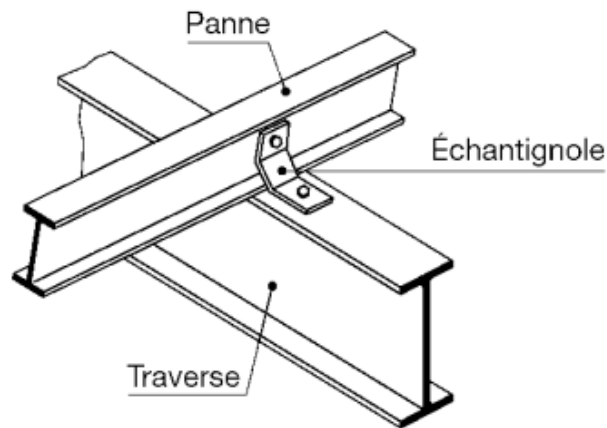


Figure 23 : Système Panne-Traverse-Echantignole [12]

Une échantignole est un petit support métallique ou en bois, fixé généralement à l'extrémité d'une panne, qui sert à la maintenir en position ou à renforcer sa liaison avec un autre élément de la structure (comme une traverse ou une ferme).

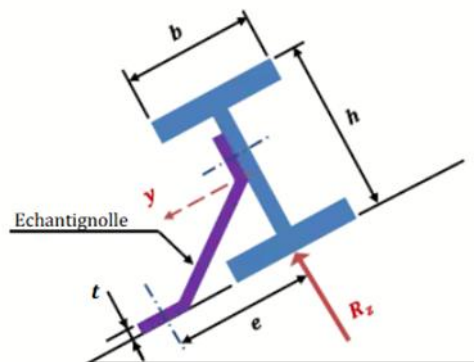


Figure 24 : Géométrie de l'échantignole [13]

- Détermination de l'excentrement « t »

L'excentrement « e » doit être tel que : $b \leq t \leq 1,5b$

Les pannes sont en profil IPE 120 ($b = 64 \text{ mm}$)

Nous prendrons donc $t = 70 \text{ cm}$

- **Pression de soulèvement (q) reprise par l'échantignole**

Tableau 23 : Pression reprise par l'échantignole

CHARGE	FORMULES	RESULTATS (kN/m)
G	Issue de la descente des charges sur les pannes	0,256
W_e	$1,75 \times W$	1,447
q	$G + W_e$	1,703

- **Effort résultant « R » appliqué sur l'échantignole**

$$R = \text{entraxe} \times \frac{ql}{2}$$

$$R = 1,6 \times \frac{1,703 \times 8,33}{2}$$

$$R = 11,35 \text{ kN}$$

- **Moment de renversement**

$$M_r = R \times t$$

$$M_r = 7,945 \text{ kN.m}$$

- **Dimensionnement de l'échantignolle**

Nous devons trouver l'épaisseur « e » de l'échantignole :

$$\frac{M_R}{W_{ply}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} = \frac{a \times e^2}{6}$$

$$\text{Nous obtiendrons : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_R \times \gamma_{m0}}{a \times f_y}}$$

$$e \geq 26 \text{ mm}$$

$$\text{Nous obtiendrons : } e = 30 \text{ mm}$$

Tableau 24 : Résultat du dimensionnement

Dimensions	Valeurs (mm)
Excentrement « t »	700
Largeur « a »	200
Epaisseur « e »	30

3.2.12 Les fondations

Les fondations sur une structure sont les éléments structuraux qui transmettent les charges de la superstructure au sol. Elles assurent la stabilité du bâtiment en résistant aux efforts verticaux, horizontaux et aux moments générés par les différentes charges.

Les caractéristiques du sol d'assise de notre structure sont les suivantes :

Contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2,50 \text{ bars}$

Profondeur d'ancrage des semelles : $D = 1,2 \text{ m}$

Résistance caractéristique du béton à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Dans ce chapitre, il s'agira d'étudier les semelles du portique le plus chargé de la structure

$N_{sd} = 104,238 \text{ kN}$; $a = 600 \text{ mm}$; $b = 380 \text{ mm}$

a) Prédimensionnement de la semelle

Nous désignons respectivement par A, B et h, la longueur, la largeur, et la hauteur de la semelle avec le béton de propreté.

Les calculs menés dans le cadre du prédimensionnement nous ont permis d'aboutir aux résultats contenus dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Résultats du prédimensionnement

Dimensions	Résultats (m)
A	2,60
B	1,70
d	0,50
h	0,55

b) Condition de stabilité

Elle est définie par la condition suivante : $\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{sol} = \frac{(N_{ser} + p_{semelle})}{A_{semelle}} = 37,33 \text{ KPa}$$

Avec $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kPa}$:

Nous pouvons conclure que **la condition de stabilité est vérifiée.**

c) Vérification du non poinçonnement : $N'_u \leq 0,045 \times u_c \times h' \times \frac{f_c}{\gamma_b}$

$$N'_u = N_u \left[1 - \frac{(a + 2h)(b + 2h)}{A \cdot B} \right] = 94,708 \text{ kN}$$

$$0,045 \times u_c \times h' \times \frac{f_c}{\gamma_b} = 842,4 \text{ kN}$$

La résistance de la semelle au poinçonnement est donc vérifiée.

d) Détermination de la section d'armature

Les calculs seront effectués à l'E.L.U. car le milieu est **non agressif**

Tableau 26 : Section d'armature retenue

Section d'acier	Formules	Résultats (cm ²)	Nombre de barres
Parallèle à « A »	$A_{s//A} = N_u(A - a) / \left(8d \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$	2,53	6HA8 ($A_s = 3,018 \text{ cm}^2$)
Parallèle à « B »	$A_{s//B} = N_u(B - b) / \left(8d \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$	1,67	4HA8 ($A_s = 2,018 \text{ cm}^2$)

3.2.13 Synthèse des résultats obtenus

Le tableau 27 ci-dessous fait la synthèse des résultats obtenus précédemment :

Tableau 27 : Récapitulatif des résultats de calcul

Eléments de structure	Caractéristiques
Panneaux de couverture	Tôle en aluminium d'épaisseur 30 mm
Pannes	IPE 120
Liernes	Diamètre 10 mm
Lisses	IPE 220
Contreventements (Toiture)	L30×30×4
Contreventements (Murs)	L35×35×4
Poteaux	HEA 100
Potelets	IPE 220
Poutres	HEM 550
Goujons d'ancrage	Diamètre 20 mm
Semelles de fondation	2,60×1,70×0,55 m ³
Ferrailage des semelles	HA8

- **Proposition d'une autre variante**

A l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, le dimensionnement est repris à l'aide de nouvelles sections pour les différents éléments de la structure. Les résultats obtenus sont rangés dans le tableau 31 suivant :

Tableau 28 : Résultats obtenus sur Robot Structural Analysis

Eléments structuraux	Sections
Pannes	UPN 180
Lisses de bardage	
Contreventements (Toiture)	CAE 90×6
Contreventements (Murs)	
Liernes	Diamètre 10 mm
Potelets	HEA 160
Poutres	HEA 400
Poteaux	HEA 300
Semelles de fondation	1,80×2,40×0,40 m ³
Tiges d'ancrage	Diamètre 20 mm (Classe 4.6)
Ferrailage des semelles	42HA8 (Axe XX)
	32HA8 (Axe YY)

Les notes de calculs ayant abouti à ces différents résultats peuvent être consultées en annexe.

3.3 Présentation de la solution 2

La solution 2 consiste en la réalisation de la même structure métallique mais avec les éléments secondaires (pannes, lisses...) en profilés laminés à froids. Les éléments structuraux (poteaux, poutres...) seront quant à eux réalisés en profilés reconstitués. Cette proposition est celle qui a été adoptée pour la réalisation de la structure. A travers le tableau 32, nous avons résumés les sections retenues :

Tableau 29 : Eléments de la solution retenue

Eléments	Profil	Description
Pannes	250Z25	Profil en Z d'épaisseur 2,5 mm et de hauteur 250 mm
Lisses de bardages	198Z20	Profil en Z d'épaisseur 2 mm et de hauteur 198 mm
Liernes	Rod 12	Tige filetée de 12 mm de diamètre
Contreventements	Rod 20	Tige filetée de 20 mm de diamètre
Poutres	PL 6×398	Platines soudées de 6 mm d'épaisseur et de 398 mm de largeur
Poteaux	PL 5×850	Platines soudées de 5 mm d'épaisseur et de 850 mm de largeur
Potelets	PL 4×390	Platines soudées de 4 mm d'épaisseur et de 390 mm de largeur

4 Résultats de l'étude financière

4.1 Introduction

L'étude financière a pour objectif de déterminer le coût global de réalisation du bâtiment métallique en comparant plusieurs solutions techniques. Elle permet d'analyser la rentabilité économique du projet, d'identifier les postes les plus lourds, et d'orienter le choix vers la solution la plus adaptée en fonction du budget disponible. Les coûts estimés tiennent compte, à la fois des matériaux, de la main-d'œuvre, de la mise en œuvre sur chantier, et des moyens logistiques associés.

4.2 Estimation des coûts des solutions 1 et 2

Dans cette rubrique, nous avons procédé à l'évaluation des résultats issus des calculs précédents ainsi que ceux ayant été retenus pour la réalisation finale. Le tableau 33 présente les résultats issus de cette évaluation en termes de coûts et de masse :

Tableau 30 : Etude financière des différentes propositions

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	MONTANT (FCFA)
STRUCTURE METALLIQUE PROPOSEE					
1	Poteau métallique HEA 300	kg	9 278	2 800	25 978 400
2	Poteau métallique 160	kg	5 569	2 800	15 593 200
3	Traverses en HEA 400	kg	43 411	2 800	121 550 800
4	Liernes	kg	168	2 100	352 800
5	Pannes et lisses de bardage en UPN 180	kg	41 486	2 800	116 160 800
6	Contreventements en CAE 90×6	kg	3 417	2 500	8 542 500
7	Jarrets	kg	4 498	3 000	13 494 000
8	TOTAL (H.T.)		107 827		301 672 500
9	T.V.A.			18%	54 301 050
10	TOTAL (T.T.C.)				355 973 550
STRUCTURE METALLIQUE RETENUE					
1	Poteaux métalliques (Poteaux)	kg	23 236	1 883	43 753 388
2	Eléments de charpente courants porteurs	kg	42 704	1 883	80 411 632
3	Cornières CTVT	kg	3 996	1 883	7 524 468
4	Auvent (hors bac acier)	kg	6 900	2 963	20 444 700
5	TOTAL		76 836		152 134 188
6	T.V.A.			18%	27 384 154
7	TOTAL (T.T.C.)				179 518 342

L'analyse du tableau nous permet de constater que le choix des P.R.S. s'avère beaucoup plus avantageux aussi bien en termes de coûts que de masse.

4.3 Conclusion partielle

En comparaison avec les profilés laminés standards, les profilés reconstitués soudés (PRS) offrent une solution structurelle plus économique dans le cas de projets spécifiques nécessitant des portées importantes ou des géométries particulières. En effet, leur fabrication sur mesure permet une optimisation de la quantité d'acier, notamment par l'ajustement des sections aux sollicitations réelles. Cette flexibilité se traduit par une réduction du poids total de la structure et, par conséquent, des coûts associés au transport, à la manutention et aux fondations. De plus, en cas d'indisponibilité de certains profilés laminés, les PRS peuvent être fabriqués localement à partir de tôles, limitant ainsi les délais d'approvisionnement et les surcoûts liés aux importations. Ainsi, bien qu'impliquant un coût de soudure supplémentaire, les PRS peuvent représenter une solution globalement plus économique dans le contexte de projets industriels ou de grande envergure.

5 Notice d'impact environnementale

5.1 Introduction

Dans un contexte de développement durable et de préservation des ressources naturelles, il est essentiel d'évaluer les effets potentiels d'un projet sur l'environnement avant sa mise en œuvre. L'analyse environnementale du projet de construction du marché de gros utilise la même démarche méthodologique que la plupart des projets qui, en raison de leur nature, peut générer une pollution ou une dégradation de l'environnement.

5.2 Rappel du cadre législatif régissant le projet

Le projet est soumis aux textes suivants :

- La loi n°98-030 du 12 Février 1999 portant loi-cadre sur l'environnement en République du Bénin
- Le décret n°2022-044 du 02 février 2022 portant réglementation des études d'impact environnemental.
- Les directives de la Banque Mondiale (notamment les normes de performance environnementale et sociale).
- Les politiques nationales en matière d'environnement, d'aménagement du territoire, de santé publique, et de développement local.

Ces textes imposent la réalisation d'une EIES avant le démarrage de tout projet d'aménagement susceptible d'avoir des effets significatifs sur l'environnement.

5.3 Rappel des composantes et phases du projet

➤ Les composantes du projet

Le projet est structuré en deux composantes principales :

- **La première phase** concerne la **construction d'un marché de gros** moderne et couvert sur 10 ha, incluant :
 - Halles de vente et d'exposition ;
 - Magasins de stockage ;
 - Aires de stationnement ;
 - Voies de circulation interne ;
 - Bureaux d'administration ;

- Infrastructures d'assainissement et de gestion des déchets ;
 - Réseaux d'eau, électricité, et d'évacuation.
-
- **La deuxième phase** est l'appui à la gestion et à la gouvernance du marché à travers :
 - La formation des acteurs ;
 - La mise en place d'un système de gestion ;
 - Le développement d'un système d'information.

➤ **Phases du projet**

Le projet a été répartie sur quatre (04) principales phases :

- **Phase préparatoire** : études techniques et mobilisation des financements
- **Phase de construction** : aménagement du site, VRD, construction des infrastructures
- **Phase de mise en service** : installation des équipements, formation, tests
- **Phase d'exploitation** : gestion du marché, maintenance, suivi environnemental

5.4 Identification et évaluation des impacts

➤ **Impacts positifs**

- Création d'emplois locaux ;
- Amélioration des conditions de commercialisation des produits agricoles ;
- Réduction des pertes post-récoltes ;
- Accroissement des revenus des producteurs et commerçants ;
- Amélioration des conditions d'hygiène et de salubrité ;
- Renforcement de l'autonomisation des femmes (94 % de participation féminine).

➤ **Impacts négatifs**

- Déboisement et destruction de la végétation sur le site ;
- Émissions de poussière et bruit pendant les travaux ;
- Pollution potentielle des sols et eaux en l'absence de bonnes pratiques ;
- Perturbation temporaire de la circulation et des activités économiques locales ;
- Risques d'exclusion sociale si la gouvernance n'est pas inclusive.

5.5 Plan de Gestion Environnemental et Social

Le PGES vise à prévenir, atténuer ou compenser les effets négatifs du projet. Il comprendra des mesures préventives et des mesures de réduction.

5.5.1 Mesures préventives

- Des mesures d'atténuation environnementale : reboisement, gestion des eaux usées, collecte et traitement des déchets solides, contrôle des nuisances sonores et de la poussière ;
- Des actions sociales : sensibilisation, information, implication des populations, développement de mécanismes de concertation ;
- Un plan de suivi : indicateurs environnementaux et sociaux, fréquence de suivi, responsabilités ;
- Une estimation budgétaire pour la mise en œuvre des actions.

5.5.2 Mesures de réduction

a) Effets potentiels du projet sur l'environnement

Plusieurs effets environnementaux ont été identifiés au cours de la phase de planification du projet. Les principales nuisances anticipées concernent les émissions de bruit et de vibrations durant les opérations de levage et d'assemblage, les émissions de poussières lors de la manipulation des matériaux, ainsi que les risques de pollution accidentelle liés aux produits chimiques ou aux hydrocarbures. Par ailleurs, la gestion des déchets de chantier (métaux, bois, emballages plastiques, etc.) représente un enjeu majeur, tout comme la consommation énergétique des engins de chantier, susceptible d'accroître l'empreinte carbone du projet si elle n'est pas maîtrisée.

b) Mesures d'atténuation et de gestion environnementale

Pour limiter l'impact environnemental du chantier, un ensemble de mesures préventives et correctives a été mis en place selon les principes du système QHSE.

Sur le plan de la qualité, l'utilisation de matériaux conformes aux normes techniques internationales (Eurocodes, ISO...) est exigée. Des procédures de fabrication certifiées sont

appliquées, et des contrôles qualité sont effectués sur les pièces métalliques (profils, boulons, peintures), tant à la réception qu'au moment de l'assemblage.

En matière d'hygiène, des installations sanitaires conformes sont prévues pour les ouvriers. La gestion des déchets dangereux est encadrée par un tri rigoureux et des filières de traitement spécialisées. Le personnel exposé à des risques chimiques bénéficie d'un suivi médical adapté.

Pour la sécurité, un Plan Particulier de Sécurité et de Protection de la Santé encadre l'organisation du chantier. Des formations spécifiques sont dispensées aux travailleurs, notamment sur les risques liés au travail en hauteur ou à l'utilisation de grues. Le port d'Équipements de Protection Individuelle (EPI) est obligatoire, et tous les matériels de levage et d'échafaudage sont systématiquement vérifiés.

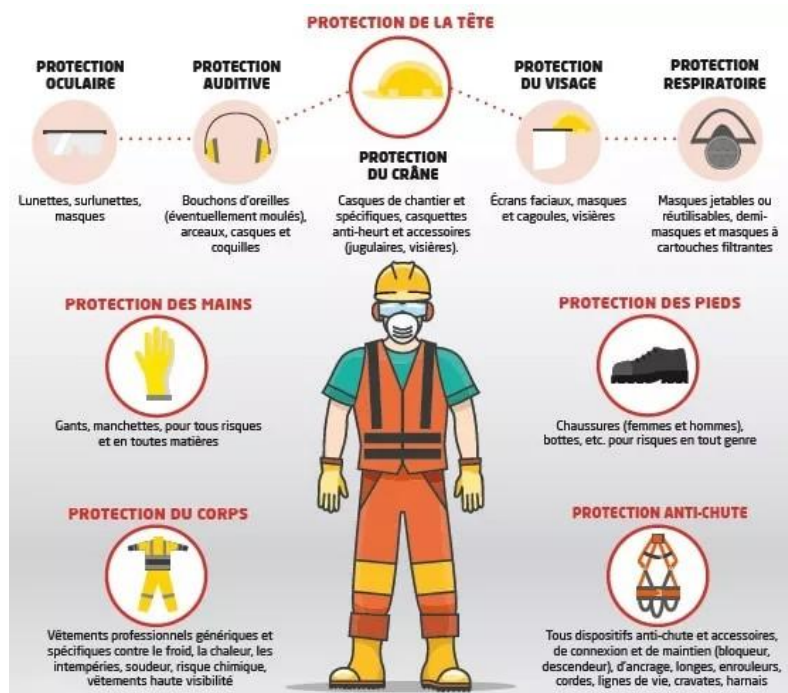


Figure 25 : Equipements de Protection Individuelle (E.P.I)



Figure 26 : Aperçu d'une nacelle

Enfin, sur le plan environnemental, des mesures concrètes sont adoptées : réduction des nuisances sonores, arrosage pour limiter les poussières, tri sélectif des déchets, et usage de matériaux recyclables comme l'acier. La logistique est optimisée afin de limiter les trajets et donc les émissions de CO₂. La zone du chantier est également sécurisée pour éviter toute atteinte à l'environnement naturel situé à proximité.

5.6 Conclusion partielle

Le projet de construction du pôle agroalimentaire de la commune d'Abomey Calavi présente de nombreux avantages socio-économiques pour la région et pour le Bénin en général. Toutefois, ses effets sur l'environnement nécessitent une attention particulière. L'étude d'impact a permis d'anticiper les risques et de proposer un plan rigoureux de gestion et de suivi. La mise en œuvre effective du PGES garantira l'intégration harmonieuse du projet dans son environnement et sa durabilité à long terme.

Conclusion

L'étude menée dans le cadre de ce mémoire a permis de réaliser une analyse technique complète de la structure métallique du bâtiment destiné au lavage des véhicules au sein du Pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey-Calavi. À travers l'application rigoureuse des normes de l'Eurocode, nous avons pu dimensionner avec précision les éléments constitutifs de la charpente, tels que les portiques, les traverses, les poteaux, les contreventements, les lisses et les assemblages boulonnés.

Cette démarche a également mis en évidence l'importance d'une approche intégrée entre calculs structuraux, choix des matériaux et prise en compte des efforts dus au vent, aux charges permanentes et d'exploitation. Les études technique et financière réalisées au cours de notre étude ont montré que la structure proposée coûtera **355 973 550 Francs CFA**.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages et Articles

- [1] « PRESENTATION BANCA ENGINEERING ACTUALISE 2024.pdf ».
- [2] « CH2ETUDEAUVENTSELONLEUROCODE1.pdf ».
- [3] « Tôle de toiture en acier galvanisé | Fournisseur en gros ». Consulté le: 18 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://wzppgi.com/fr/galvanized-steel-roofing-sheet/>
- [4] « ilide.info-memoire-hangar-metallique-pr_a46f4c300064f2544e6cb26cb4c01b4c.pdf ».
- [5] « zinguerie gouttières chenaux », Art et couverture. Consulté le: 18 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://artetcouverture73.fr/zinguerie/gouttieres-chenaux/>
- [6] L. Dahmani, « Calcul des pannes ».
- [7] « Sections_MB_ArcelorMittal_FR_EN_DE.pdf ».
- [8] « ilide.info-lierne-pr_e87b840efe864a82367aea1db32b5d3f.pdf ».
- [9] « Calcul_des_structures_metalloques_selon.pdf ».
- [10] « Chap5_Les Assemblages en Construction Métallique (Version du 03 06 2020).pdf ».
- [11] TorcStark, « Puntas de control de torque de 6 pernos », TorcStark®. Consulté le: 18 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://torcstark.com/es/puntas-de-control-de-torque-de-6-pernos/>
- [12] « 02-calcul_des_pannes.pdf ».
- [13] « ilide.info-module-18-calcul-de-lx27echantignolle-pr_cbf27c89e454ca3dacc3da5be199833e.pdf ».

ANNEXE

Annexe 1 : Etude détaillée de la pression du vent	II
Annexe 2 : Détails de calcul des pannes	XII
Annexe 3 : Détails de calcul des liernes	XV
Annexe 4 : Note de calcul des pannes.....	XVII
Annexe 5 : Détail de calcul des lisses de bardage.....	XVIII
Annexe 6 : Note de calcul des lisses de bardage.....	XX
Annexe 7 : Détails de calculs des potelets	XXI
Annexe 8 : Détails de calcul des contreventements.....	XXI
Annexe 9 : Note de calcul des contreventements	XXII
Annexe 10 : Détails de calcul des poutres	XXIII
Annexe 11 : Note de calcul des poutres	XXVII
Annexe 12 : Détails de calcul des poteaux	XXIX
Annexe 13 : Note de calcul des poteaux.....	XXXI
Annexe 14 : Détails de calcul des assemblages	XXXIII
Annexe 15 : Note de calcul des assemblages.....	XXXIX
Annexe 16 : Détail du calcul des fondations.....	LXXI
Annexe 17 : Note de calcul de la semelle	LXXIII
Annexe 18 : Présentation graphique de la structure.....	

Annexe 1 : Etude détaillée de la pression du vent

➤ Pression aérodynamique du vent

Notée $W(z)$, elle sera déterminée à l'aide de la formule qui suit :

$$W_z = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec :

$q_p(z)$: Pression dynamique de pointe à la hauteur « z » considérée

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

Calcul de « $q_p(z)$ »

$$q_p(z) = q_b \times C_e(z)$$

$$\bullet \quad C_e = C_0^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times k_r}{C_r \times C_0} \right]$$

$$\checkmark \quad C_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (Z_{\min}=2\text{m} \leq z=8,8\text{m} \leq Z_{\max}=200\text{m})$$

$$C_r(z) = 0,22 \times \ln\left(\frac{8,8}{0,05}\right) = 1,14 \text{ m}$$

$$\checkmark \quad C_0 = 1 \text{ (le terrain est plat)}$$

$$C_e = 1^2 \times 0,64^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,19}{1,14 \times 1} \right] = 1,4$$

$$\bullet \quad q_b = 30 \text{ daN/m}^2 \text{ (et } v = 22 \text{ m/s)}$$

$$q_p(z) = 30 \times 1,4 = 42 \text{ daN/m}^2$$

➤ Calcul des coefficients de pression extérieures

- **Vent perpendiculaire à la grande face ($\theta = 0^\circ$)**

- ✓ **Parois verticales :**

Pour cette direction du vent, nous prendrons :

$$b = 50 \text{ m} ; d = 47 \text{ m} ; h = 8,8 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(50 ; 2 \times 8,8) = 17,6 \text{ m (nous prendrons } e = 18 \text{ m)}$$

$$\text{Zone A : } e/5 = 18/5 = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{Zone B : } e - e/5 = 18 - 3,6 = 14,4 \text{ m}$$

$$\text{Zone C : } d - e = 47 - 18 = 29 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{8,8}{47} = 0,19 \leq 0,25$$

Les valeurs de C_{pe} seront donc déterminées à l'aide du tableau Pour $h/d \leq 0,25$

Nous considérerons les valeurs de C_{pe} pour des charges appliquées à une surface de 10 m^2 ou plus (C_{p10})

$$\text{Zone A : } C_{pe} = - 1,2$$

$$\text{Zone B : } C_{pe} = - 0,8$$

$$\text{Zone C : } C_{pe} = - 0,5$$

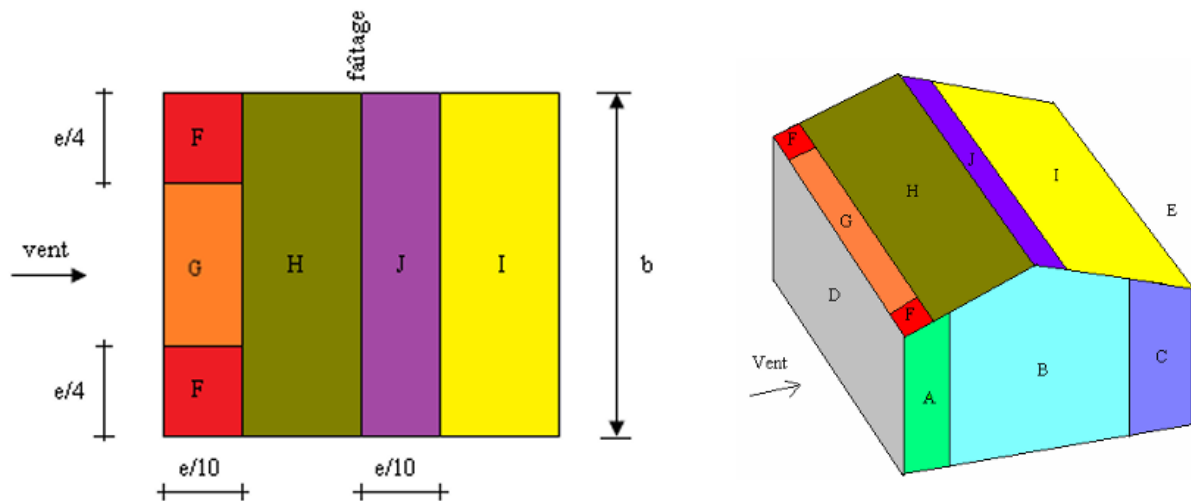
$$\text{Zone D : } C_{pe} = + 0,7$$

$$\text{Zone E : } C_{pe} = - 0,3$$

- ✓ **Versants de toitures :**

Les valeurs du coefficient de pression extérieures pour la toiture seront déterminées à l'aide du tableau de C_{pe} pour les toitures à deux versants suivants :

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	



Nous rappelons que la toiture est inclinée de $\alpha = 5^\circ$ par rapport à l'horizontale

$$\frac{e}{10} = \frac{18}{10} = 1,8 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = \frac{18}{4} = 4,5 \text{ m}$$

Zone F :

Surface : $A = 8,1 \text{ m}^2$

$1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$: C_{pe} sera donc déterminé par interpolation logarithmique entre les valeurs de C_{pe} pour $A = 1 \text{ m}^2$ et $A = 10 \text{ m}^2$ ($\alpha = 5^\circ$)

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log A$$

$$C_{pe} = -2,5 + (-1,7 + 2,5) \log 8,1 = -1,77$$

$$C_{pe} = -1,77$$

Zone G :

$$\text{Surface : } A = \frac{e}{10} \times \left(d - \frac{e}{2}\right) = 1,8 \times (47 - 9) = 68,4 \text{ m}^2$$

$$A = 68,4 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

$$C_{pe} = -1,2$$

Zone H :

$$A = b \times \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) = 50 \times \left(\frac{47}{2} - \frac{18}{10}\right) = 1085 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

$$A = 1050 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

$$C_{pe} = -0,6$$

Zone I :

$$A = b \times \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) = 50 \times \left(\frac{47}{2} - \frac{18}{10}\right) = 1085 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

$$A = 1050 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

$$C_{pe} = -0,3$$

Zone J :

$$A = b \times \frac{e}{10} = 50 \times 1,8 = 90 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = -0,3$$

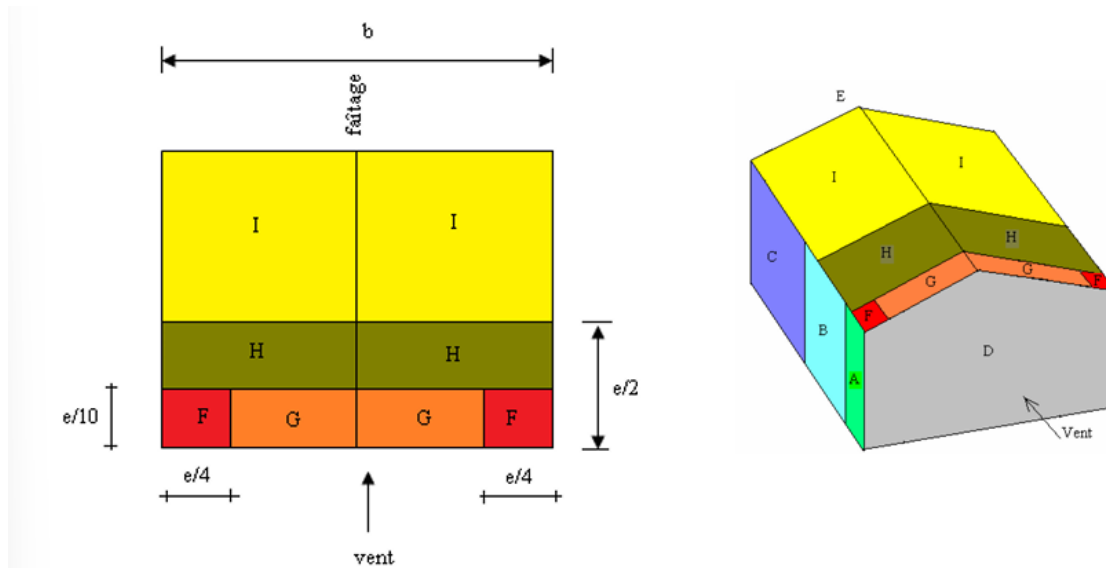
- **Vent perpendiculaire à la petite face ($\theta = 90^\circ$)**

Pour cette direction du vent, nous utiliserons les données suivantes :

$$b = 47 \text{ m} ; d = 50 \text{ m} ; h = 7,5 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(47 ; 15) = 15 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = 3,8 \text{ m} ; \frac{e}{10} = 1,5 \text{ m} ; \frac{e}{5} = 3 \text{ m} ; \frac{4e}{5} = 12 \text{ m} ; d - e = 35 \text{ m}$$

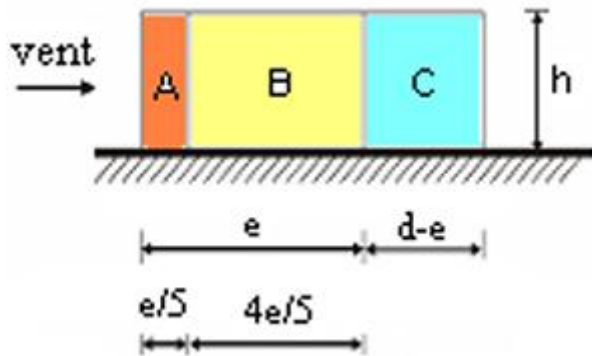


✓ **Parois verticales**

$$\frac{h}{d} = \frac{7,5}{50} = 0,15 \leq 0,25$$

Les valeurs de C_{pe} seront donc tirées directement du tableau suivant pour $\frac{h}{d} \leq 0,25$:

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	



Nous déterminerons les surfaces des zones A, B et C :

Zone A :

$$A = 22,5 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Ainsi nous prendrons **C_{pe} = - 1,2**

Zone B :

$$A = 90 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Nous prendrons donc **C_{pe} = - 0,8**

Zone C

$$A = 262,5 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Donc **C_{pe} = - 0,5**

Zone D

$$A = 413,6 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Donc **C_{pe} = + 0,7**

Zone E

$$A = 413,6 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Donc **C_{pe} = - 0,3**

En résumé, nous avons :

Zone A : C_{pe} = - 1,2

Zone B : C_{pe} = - 0,8

Zone C : C_{pe} = - 0,5

Zone D : $C_{pe} = + 0,7$

Zone E : $C_{pe} = - 0,3$

✓ Versant de toiture

Les valeurs de C_{pe} pour les différentes zones de la toiture seront déterminées à l'aide du tableau suivant :

Pent α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

Nous rappelons que l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 5^\circ$

Zone F :

$$A = 5,7 \text{ m}^2$$

Etant donné que $1 \text{ m}^2 < A = 5,7 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$

Nous procéderons à une interpolation logarithmique comme suit :

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log A$$

$$C_{pe} = -2,2 + (1,6 - (-2,2)) \log 5,7 = 0,67$$

$$\mathbf{C_{pe} = 0,67}$$

Zone G :

$$A = 29,55 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Nous prendrons donc $\mathbf{C_{pe} = - 1,3}$

Zone H :

$$A = 141 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Nous prendrons donc $\mathbf{C_{pe} = - 0,7}$

Zone I :

$$A = 998,75 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

Nous prendrons donc **$C_{pe} = -0,5$**

En résumé nous avons :

Zone F : $C_{pe} = 0,67$

Zone G : $C_{pe} = -1,3$

Zone H : $C_{pe} = -0,7$

Zone I : $C_{pe} = -0,5$

a) Coefficient de pression intérieure

Nous considérerons les valeurs de pression et de dépression intérieures les plus défavorables recommandées par l'Eurocode 1 (source) :

Pression intérieure : $C_{pi} = +0,2$

Dépression intérieure : $C_{pi} = -0,3$

- Pression aérodynamique du vent :**

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

$$q_p(z) = 42 \text{ daN/m}^2$$

La pression aérodynamique sera déterminée en fonction de la direction du vent (pour $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$)

- Vent perpendiculaire à la grande face ($\theta = 0$)**

Pression intérieure Cpi = +0,2							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m²)
A	− 1,2	+0,2	−58,8	F	−1,77	+0,2	−82,74
B	− 0,8		−42	G	−1,2		−58,8
C	−0,5		−29,4	H	−0,6		−33,6
D	+ 0,7		+21	I	−0,3		−21
E	+ 0,3		+4,2	J	−0,3		−21

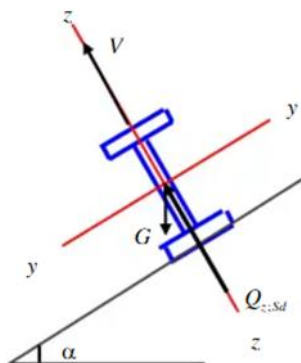
Pression intérieure Cpi = −0,3							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (dan/m²)
A	− 1,2	−0,3	−37,8	F	−1,77	−0,3	−61,74
B	− 0,8		−21	G	−1,2		−37,8
C	−0,5		−8,4	H	−0,6		−12,6
D	+ 0,7		+42	I	−0,3		0
E	+ 0,3		+25,2	J	−0,3		0

- Vent perpendiculaire à la petite face ($\theta = 90^\circ$)

Pression intérieure Cpi = +0,2							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (dan/m²)
A	− 1,2	+0,2	−58,8	F	0,67	+0,2	+19,74
B	− 0,8		−42	G	−1,3		−63
C	−0,5		−29,4	H	−0,7		−37,8
D	+ 0,7		+21	I	−0,5		−29,4
E	+ 0,3		+4,2				

Pression intérieure Cpi = −0,3							
Parois verticales				Versants de toiture			
Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (dan/m²)
A	− 1,2	−0,3	−37,8	F	+0,67	−0,3	+40,74
B	− 0,8		−21	G	−1,3		−42
C	−0,5		−8,4	H	−0,7		−16,8
D	+ 0,7		+42	I	−0,5		−8,4
E	+ 0,3		+25,2				

Annexe 2 : Détails de calcul des pannes



a) Evaluation des charges

Les vérifications seront faites à l'aide d'un IPE 100

Les **charges permanentes** seront déterminées à l'aide des éléments suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre du panneau de couverture : } PP_c = 12,5 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Poids propre de la panne : } PP_p = 8,1 \text{ daN/m} \\ \text{Entraxe entre les pannes : } e_p = 1,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour les **charges d'entretien**, nous considérerons au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de $P = 100 \text{ kg}$ situées respectivement au $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne

Pour les **charges du vent**, nous allons nous référer aux à la pression la plus défavorable s'exerçant sur la toiture.

CHARGE	FORMULES	RESULTATS (kN/m)
G	$(PP_c \times e) + PP_p$	0,256
Q	$Q = \frac{8 \times P}{3 \times l}$	0,320
W	$W \times e$	1,324

b) Décomposition des charges

	y-y		z-z	
Charges (en kN/ml)	Formules	Résultat	Formules	Résultats
G	$G \times \sin \alpha$	0,013	$G \times \cos \alpha$	0,256
Q	$Q \times \sin \alpha$	0,016	$Q \times \cos \alpha$	0,320
W	-	0	W	1,324

N.B. : $\alpha = 2,9^\circ$

c) Combinaison des charges

Combinaisons	Axe z-z	Résultats (kN/ml)	Axe y-y	Résultats (kN/ml)
ELU	$1,35G_z + 1,5Q_z$	0,826	$1,35G_y + 1,5Q_y$	0,042
	$G_z + 1,5W_z$	1,73	$1,35G_y$	0,018
	$G_z + 1,35W_z$	1,531	-	-
ELS	$G_z + Q_z$	0,576	$G_y + Q_y$	0,029
	$G_z + V_z$	-1,068	$G_y + W_y$	0,013

Les valeurs en gras représentent ainsi les charges les plus défavorables à l'ELU (q_u) et à l'ELS (q_s)

d) Vérification de la section de panne

IPE 100				
	Formules	Résultats (kN/m)	Vérification	Résultats
E.L.U.	$M_y = \frac{q_{uz} \times l^2}{8}$	7,164	$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1$	0,4
	$M_z = \frac{q_{uy} \times l^2}{8}$	0,364		
	$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$	13,991		
	$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$	3,248		

IPE 100				
Axe y-y				
E.L.S.	Formules	Résultats (cm)	Vérification	Résultats
	$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I}$	0,11	$0,11 \leq 1,5$	OK !
	$l/400$	1,5		

IPE 100				
Axe z-z				
E.L.S.	Formules	Résultats (cm)	Vérification	Conclusion
	$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I}$	5,02	$5,02 > 4,2$	NON !
	$\frac{l}{200}$	4,2		

Les calculs furent donc repris cette fois ci avec un IPE 120, et les conclusions suivantes furent tirées :

- $\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta = 0,062 < 1$: La vérification à l'ELU peut donc être confirmée
- Nous obtenons une flèche $f = 2,43 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$: La flèche est donc vérifiée

Nous continuerons donc les vérifications avec l'IPE 120

Annexe 3 : Détails de calcul des liernes

a) Effort maximal revenant aux liernes

Il s'agit de la réaction R du lierne qui est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$R = 1,25 \frac{q_{uy} \times l}{2} = 1,25 \times \frac{0,042 \times 8,33}{2}$$

$$R = 0,219 \text{ kN}$$

Tronçon	Expression de T	Résultats (en kN)
1	$T = R/2$	0,11
2	$T_n = R + T_{n-1}$	0,329
3		0,548
13		2,738
14	$T_{max} = T_{13}/2 \times \sin \theta$	3,818

N.B. : $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1,6}{4,17} \right) = 21,01^\circ$

b) Dimensionnement des liernes

Nous devons ici déterminer le diamètre adéquat pour les liernes. Le tronçon 14 étant le plus sollicité, nous utiliserons la relation suivante :

$$T_{14} \leq N_{pl,rd}$$

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

En tirant A, nous obtenons : $A = \frac{T_{14} \times \gamma_{m0}}{f_y}$

$$T_{14} = 3,818 \text{ kN}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 0,355 \text{ kN/mm}^2$$

Nous obtenons $A \geq 11,83 \text{ mm}^2$

Nous pourrions ainsi obtenir le diamètre ϕ d'une barre ronde à travers la relation suivante :

$$A \geq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 11,83 \text{ mm}^2$$

En recherchant ϕ , nous obtiendrons : $\phi = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = 3,88 \text{ mm}$

Nous pouvons donc conclure que le diamètre adéquat pour les liernes est $\phi = 3,88 \text{ mm}$.

Mais pour des raisons pratiques, nous considérerons plutôt un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$

Annexe 4 : Note de calcul des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 1 PANNES

PIECE : 68

POINT : 2

COORDONNEE : $x = 0.50 L =$

4.17 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: $49 \text{ ELU}/31 = 1 \cdot 1.00 + 13 \cdot 1.50 \quad 1 \cdot 1.00 + 13 \cdot 1.50$

MATERIAU:

S 355 M/ML (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : UPN 180

$h = 18.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 7.0 \text{ cm}$	$A_y = 16.95 \text{ cm}^2$	$A_z = 14.52 \text{ cm}^2$	$A_x = 27.83 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.8 \text{ cm}$	$I_y = 1353.61 \text{ cm}^4$	$I_z = 113.54 \text{ cm}^4$	$I_x = 8.74 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.1 \text{ cm}$	$W_{ply} = 179.08 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 43.04 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 0.01 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -22.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{c,Rd} = 987.83 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -23.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = -0.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{b,Rd} = 113.99 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 63.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 15.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 3.22 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 63.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 15.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 297.53 \text{ kN}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 8.33 \text{ m}$	$\lambda_{m_y} = 0.78$
$L_{cr,y} = 4.17 \text{ m}$	$X_y = 0.67$
$\lambda_{my} = 59.72$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 8.33 \text{ m}$	$\lambda_{m_z} = 2.70$
$L_{cr,z} = 4.17 \text{ m}$	$X_z = 0.12$
$\lambda_{mz} = 206.19$	$k_{yz} = 0.67$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{m,y} = 59.72 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 206.19 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

Profil correct !!!

Annexe 5 : Détail de calcul des lisses de bardage

a) Prédimensionnement

	Formules	Résultats
Pression du vent extrême	$W_e = 1,75 \times W \times e_{lisses}$	154,35 daN/m
Moment fléchissant	$M_y = (W_e \times l_{lisses}^2)/8$	1338,772 daN.m
Condition de prédimensionnement	$M_{ply} \geq M_y/24$	56 cm ³
CONCLUSION	Nous choisirons un IPE 160 ($M_{ply} = 67 \text{ cm}^3$)	

b) Vérification de la flèche

- **Flèche en flexion horizontale**

Elle sera vérifiée dans des condition de vent normal :

Eléments de calculs	Formules	Résultats
Pression de vent normal	$p = W_e/1,75$	88,2 daN/m
Condition Flèche	$f = \frac{5pl^4}{384EI}$	3 cm
	$l/200$	4,2 cm
Conclusion	$f < l/200$: Flèche vérifiée en flexion horizontale	

- **Flèche en flexion verticale**

La flexion verticale des lisses est engendrée par leur poids propre et celui du bardage qui leur est fixé. Nous proposerons dans ce cas aussi une couverture en bac aluminium comme ce fut le cas pour la toiture.

$$\begin{cases} PP_{lisses} = 15,8 \frac{\text{daN}}{\text{m}} \\ I_y = 869,3 \text{ cm}^3 \end{cases} \text{ (IPE 160)}$$

$$\begin{cases} PP_{bardage} = 12,5 \text{ daN/m} \\ e = 1,5 \text{ m} \\ l = 833 \text{ cm} \end{cases}$$

Eléments de calculs	Formules	Résultats
Pression de vent normal	$p = PP_{lisses} + (2 \times PP_{bardage})$	40,8 daN/m
Condition Flèche	$f = \frac{5pl^4}{384EI_y}$	1,4 cm

	$l/200$	$4,2 \text{ cm}$
Conclusion	$f < l/200$: Flèche vérifiée en flexion verticale	

c) Vérification des lisses à l'E.L.U.

Eléments de calculs	Formules	Résultats
Moments My et Mz	$M_y = (W_e \times l_{lisses}^2)/8$	$1393,973 \text{ daN.m}$
	$M_z = q \times l^2/8$	$796,556 \text{ kN.m}$
Modules d'élasticité Wely et Welz	W_{ely}	$108,7 \text{ cm}^3$
	W_{elz}	$16,66 \text{ cm}^3$
Condition de résistance	$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq f_y$	$606,37 \text{ MPa} > 355 \text{ MPa}$
Conclusion	Condition non vérifiée : Le profilé IPE 160 est insuffisant pour les lisses	

Nous referons les vérifications en utilisant un **IPE 220** :

Eléments de calculs	Formules	Résultats
Moments My et Mz	$M_y = (W_e \times l_{lisses}^2)/8$	$1393,973 \text{ daN.m}$
	$M_z = q \times l^2/8$	$796,556 \text{ kN.m}$
Modules d'élasticité Wely et Welz	W_{ely}	252 cm^3
	W_{elz}	$37,25 \text{ cm}^3$
Condition de résistance	$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq f_y$	$269 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$
Conclusion	Condition vérifiée : Le profilé IPE 220 sera donc conservé pour les lisses	

Annexe 6 : Note de calcul des lisses de bardage

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1-2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : 2 LISSES

PIECE : 236
4.16 m

POINT : 2

COORDONNEE : $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: $38 \text{ ELU}/20 = 1 \cdot 1.35 + 18 \cdot 1.50 \quad 1 \cdot 1.35 + 18 \cdot 1.50$

MATERIAU:

S 355 M/ML (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : UPN 180

$h=18.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=7.0 \text{ cm}$	$A_y=16.95 \text{ cm}^2$	$A_z=14.52 \text{ cm}^2$	$A_x=27.83 \text{ cm}^2$
$t_w=0.8 \text{ cm}$	$I_y=1353.61 \text{ cm}^4$	$I_z=113.54 \text{ cm}^4$	$I_x=8.74 \text{ cm}^4$
$t_f=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=179.08 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=43.04 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -0.08 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -27.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 5.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{t,Rd} = 987.83 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 63.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 15.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
	$M_{y,c,Rd} = 63.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 15.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -1.85 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 63.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 15.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 297.53 \text{ kN}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$\begin{aligned} N_{Ed}/N_{t,Rd} &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1)) \\ M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} &= 0.43 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\ M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} &= 0.38 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\ (M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} &= 0.81 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6)) \\ V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} &= 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1)) \end{aligned}$$

Profil correct !!!

Annexe 7 : Détails de calculs des potelets

Eléments de calculs	Formules	Résultats
Pression du vent	$W_e \times l_i$	685,314 daN/ml
Moment de flexion M_f	$(P' \times h^2)/8$	5760 daN.m
Modules d'élasticité	$W_{el,y}$	252 cm ³
Contrainte des potelets σ_f	$M_f/W_{el,y}$	229 MPa
Conclusion	$\sigma_f < f_y$: La résistance des potelets à la flexion est donc vérifiée	

Annexe 8 : Détails de calcul des contreventements

- Poutre au vent (Contreventement de toiture)

Eléments de calcul	Formules	Résultats
Pression du vent	$W_e = 1,75 \times W_n$	102,9 daN/m ²
Aire de la poutre au vent	$S_p = L_i \times H$	54,61 m ²
Effort en tête des potelets	$F = W_e \times S_p$	5619,37 daN
Effort de traction dans les diagonales	$F_d = F / \cos \alpha$	7204,32 daN
Section	$A = F_d / f_y$	2,09 cm ²
Conclusion	Le profilé L30 × 30 × 4 » ($A = 2,27 \text{ cm}^2$) est le minimum recommandable pour les potelets	

- Palet de stabilité (Contreventement des murs)

Eléments de calcul	Formules	Résultats
Vent extrême	$W_e = 1,75 \times W_n$	102,9 daN/m ²
Aire occupée par le palet	$S_p = L_{palet} \times H_{longpan}$	63,75 m ²
Effort P du vent sur le palet	$P = W_e \times S_p$	6559,88 daN
Effort N composant de P	$N = P / \cos \alpha$	8410,102 daN
Section diagonale	$A = N / f_y$	2,44 cm ²
Conclusion	Le profilé L35 × 35 × 4 ($A = 2,67 \text{ cm}^2$) est le minimum recommandable pour les potelets	

Annexe 9 : Note de calcul des contreventements

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 6 CONTREV

PIECE : 311 CONTREV_311 **POINT :** 1

COORDONNEE : $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: $32 \text{ ELU}/14 = 1 \cdot 1.35 + 12 \cdot 1.50$ $1 \cdot 1.35 + 12 \cdot 1.50$

MATERIAU:

S 355 M/ML (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 90x6

$h = 9.0$ cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 9.0$ cm	$A_y = 5.40$ cm ²	$A_z = 5.40$ cm ²	$A_x = 10.57$ cm ²
$t_w = 0.6$ cm	$I_y = 80.32$ cm ⁴	$I_z = 80.32$ cm ⁴	$I_x = 1.25$ cm ⁴
$t_f = 0.6$ cm	$W_{ely} = 12.19$ cm ³	$W_{elz} = 12.19$ cm ³	
			$A_{eff} = 10.57$ cm ²

Attention : Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 3.46$ kN

$N_{c,Rd} = 375.23$ kN

$N_{b,Rd} = 46.70$ kN

Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 11.21$ m	$\lambda_{m,y} = 2.66$
$L_{cr,y} = 5.60$ m	$X_y = 0.12$
$\lambda_{m,y} = 203.31$	



en z:

$L_z = 11.21$ m	$\lambda_{m,z} = 2.66$
$L_{cr,z} = 5.60$ m	$X_z = 0.12$
$\lambda_{m,z} = 203.31$	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{m,y} = 203.31 < \lambda_{m,max} = 210.00$

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

$\lambda_{m,z} = 203.31 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE

Profil correct !!!

Annexe 10 : Détails de calcul des poutres

- **Descente des charges**

CHARGE	FORMULES	RESULTATS (kN/m)
G	$G_{panne} \times Entraxe\ fermes$	2,132
W	$W \times Entraxe\ fermes$	-6,889

- **Combinaison des actions**

Les charges les plus défavorables sont obtenus à l'aide la combinaison suivante :

Combinaisons	Formules	Résultats (kN/m)
E.L.U.	$q_u = 1,35G + 1,5W$	-7,455
E.L.S.	$q_s = G + W$	-4,757

- **Prédimensionnement**

Nous déterminerons dans un premier temps le module de flexion minimal W_{min} . Et en nous basant sur la condition $W_{ply} \geq W_{min}$, nous proposerons une section minimale pour la traverse.

Eléments de calcul	Formules	Résultats
Moment fléchissant maximal	$M_{max} = (q_u \times L^2)/8$	-505,906 kN.m
Contrainte admissible	$\sigma_{adm} = f_y/\gamma_{M1}$	322,727 MPa
Module de flexion minimal	$W_{min} = M_{max}/\sigma_{adm}$	1567,6 cm ³
Condition de choix	$W_{ply} \geq W_{min}$	
Conclusion	IPE 450 ($W_{ply} = 1702\text{ cm}^3$)	

- **Vérification de la résistance à la flexion**

Nous devons vérifier si le moment fléchissant maximal (M_{max}) et le moment résistant ultime (M_{Rd}) vérifient tous les deux la condition suivante : $M_{max} \leq M_{Rd}$

Eléments de calcul	Formules	Résultats
Moment résistant ultime	$M_{Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}$	549,281 kN.m
Condition de vérification	$505,906 \text{ kN.m} \leq 549,281 \text{ kN.m}$	
Conclusion	La résistance à la flexion est vérifiée	

- **Vérification de la flèche**

La condition de flèche est définie par la relation suivante : $y_{max} \leq \frac{l}{300}$

Données :

$$E = 21\,000\,000 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^3$$

$$l = 23,3 \text{ m} = 2330 \text{ cm}$$

Eléments de calcul	Formules	Résultats (cm)
Flèche	$(5ql^4 - 48M_{max}l^2) / 384EI_y$	4,8
	$l/300$	7,7
Condition de vérification	$4,8 \text{ cm} \leq 7,7 \text{ cm}$	
Conclusion	La flèche est vérifiée	

- **Evaluation du risque de déversement**

Le risque de déversement devra être considéré si la condition suivante n'est pas respectée :

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,81$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 76$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,5}} = 275,2$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 3,6 \geq 0,4$: Le déversement devra donc être considéré

- **Vérification de la traverse au déversement**

La traverse résistera au déversement si la condition suivante est vérifiée :

$$M_{max} \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Eléments de calcul	Formules	Résultats
α_{LT}	Profils laminés	0,21
ϕ_{LT}	$\frac{1}{2} \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$	7,3
χ_{LT}	$1 / \left[\phi_{LT} + \left(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5} \right]$	0,14
β_w	Profil de classe 1 ou 2	1
Module de plasticité	$W_{pl,y}$	1702 cm^3
Déversement	M_{max}	$505,906 \text{ kN.m}$
	$\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$	$76,899 \text{ kN.m}$
Conclusion	$M_{max} > \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$: l'IPE 450 ne convient donc pas aux traverses	

Les calculs furent donc repris avec un **profil HEM 550** dont les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Eléments de calcul	Formules	Résultats
α_{LT}	Profils laminés	0,21
ϕ_{LT}	$\frac{1}{2} \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$	2,4
χ_{LT}	$1 / \left[\phi_{LT} + \left(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5} \right]$	0,26
β_w	Profil de classe 1 ou 2	1
Module de plasticité	$W_{pl,y}$	7933 cm^3
Déversement	M_{max}	505,906 kN.m
	$\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$	665,651 kN.m
Conclusion	$M_{max} \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$: l'HEM 550 convient donc pour les traverses	

Annexe 11 : Note de calcul des poutres

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1-2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 3 TRAVERSES

PIECE : 14 Poutre_14
17.02 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.75 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: $28 \text{ ELU}/10 = 1 \cdot 1.35 + 8 \cdot 1.50 \cdot 1 \cdot 1.35 + 8 \cdot 1.50$

MATERIAU:

S 355 M/ML (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 750137

$h=75.3 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.3 \text{ cm}$	$A_y=95.81 \text{ cm}^2$	$A_z=92.90 \text{ cm}^2$	$A_x=174.59 \text{ cm}^2$
$t_w=1.1 \text{ cm}$	$I_y=159877.00 \text{ cm}^4$	$I_z=5165.87 \text{ cm}^4$	$I_x=137.09 \text{ cm}^4$
$t_f=1.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=4865.31 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=614.08 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 25.15 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -201.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.03 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 6197.80 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -201.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 0.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 1963.72 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 3359.64 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1727.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 218.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 59.21 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 1727.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 218.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1904.09 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 219.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$Tt,Ed = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 219.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - c	$X_{LT} = 0.13$
$L_{cr,low} = 22.62 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 2.81$	$f_{i,LT} = 4.04$	$X_{LT,mod} = 0.13$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 22.62 \text{ m}$	$\lambda_{m_y} = 0.20$
$L_{cr,y} = 4.52 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$L_{am_y} = 14.95$	$k_{yy} = 1.01$



en z:

$L_z = 22.62 \text{ m}$	$\lambda_{m_z} = 1.09$
$L_{cr,z} = 4.52 \text{ m}$	$X_z = 0.54$
$L_{am_z} = 83.18$	$k_{yz} = 1.56$

Flambement par torsion:

Courbe,T=b	$\alpha_{T,b} = 0.34$
$L_t = 22.62 \text{ m}$	$f_{i,T} = 2.92$
$N_{cr,T} = 1470.98 \text{ kN}$	$X_{T,b} = 0.20$
$\lambda_{m_T} = 2.05$	$N_{b,T,Rd} = 1239.38 \text{ kN}$

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	$\alpha_{TF,b} = 0.34$
$N_{cr,y} = 161864.30 \text{ kN}$	$f_{i,TF} = 2.92$
$N_{cr,TF} = 1470.98 \text{ kN}$	$X_{TF,b} = 0.20$
$\lambda_{m_TF} = 2.05$	$N_{b,TF,Rd} = 1239.38 \text{ kN}$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section :

$$\begin{aligned} N_{Ed}/N_{c,Rd} &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1)) \\ M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} &= 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\ M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\ (M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} &= 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6)) \end{aligned}$$

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_y = 14.95 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_z = 83.18 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Annexe 12 : Détails de calcul des poteaux

- **Descente des charges**

Le poteau sera soumis aux charges qui lui seront transmises par les traverses ainsi qu'à la pression du vent sur la toiture

CHARGE	FORMULES	RESULTATS (kN/m)
G	$G_{pannes} + PP_{traverse}$	3,036
W	$W \times Entraxe\ fermes$	-6,889

- **Combinaison des charges**

COMBINAISONS	FORMULES	RESULTATS (kN/m)
E.L.U.	$q_u = 1,35G + 1,5W$	-6,235

- **Risque de flambement**

Eléments de calcul	Formule	Résultat
β_A	Section de classe 1	1
ε	$\sqrt{235/f_y}$	0,81
λ_1	$93,9\varepsilon$	76,01
λ	$\frac{l/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0,5}}$	68,15
$\bar{\lambda}$	$\left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A}$	0,9
$\bar{\lambda} = 0,9 > 0,2$: Le risque de flambement est élevé et doit donc être pris en compte dans les calculs		

- **Vérification du poteau au flambement**

La résistance du poteau au flambement sera assurée s'il satisfait à la condition suivante :

$$N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- **Coefficient de réduction χ**

	Valeurs	Vérification	Courbe de flambement	χ
h/b	1,56	$h/b > 1,2$	a	$\chi_1 = 0,73$
t_f	40 mm	$t_f \leq 40\text{ mm}$	b	$\chi_2 = 0,65$

– Résistance au flambement

			Vérification
f_y	-	355	-
γ_{m1}	-	1,1	
β_A	-	1	
A	-	$21,2 \text{ cm}^2$	
N	$q \times l/2$	23,38 kN	
Effort axial critique (HEA 100)	$\chi_1 \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$	177,88 kN	$N \leq \chi_1 \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Conclusion :

- $N = 23,38 \text{ kN} \leq \chi_1 \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 177,88 \text{ kN}$: La résistance de l'âme du poteau au flambement est donc garantie

La section HEA 100 est donc recommandable pour les poteaux.

Annexe 13 : Note de calcul des poteaux

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 5 POTEAUX

PIECE : 24 Poteau_24
3.75 m

POINT : 2

COORDONNEE : $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: $28 \text{ ELU}/10 = 1 \cdot 1.35 + 8 \cdot 1.50 \quad 1 \cdot 1.35 + 8 \cdot 1.50$

MATERIAU:

S 355 M/ML (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 300

$h=29.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=94.85 \text{ cm}^2$	$A_z=37.28 \text{ cm}^2$	$A_x=112.53 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=18263.50 \text{ cm}^4$	$I_z=6309.56 \text{ cm}^4$	$I_x=75.30 \text{ cm}^4$
$tf=1.4 \text{ cm}$	$W_{ely}=1259.55 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=420.64 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 86.35 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -12.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.02 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3994.74 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -92.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 0.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 1943.97 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 1535.09 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 447.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 149.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -21.40 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 764.04 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 374.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 635.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.80$
$L_{cr,low} = 7.50 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.84$	$\phi_{i,LT} = 0.84$	$X_{LT,mod} = 0.84$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.50 \text{ m}$	$\lambda_{m_y} = 0.95$
$L_{cr,y} = 9.23 \text{ m}$	$X_y = 0.63$
$\lambda_{my} = 72.41$	$k_{zy} = 1.01$



en z:

$L_z = 7.50 \text{ m}$	$\lambda_{m_z} = 1.31$
$L_{cr,z} = 7.50 \text{ m}$	$X_z = 0.38$
$\lambda_{mz} = 100.16$	$k_{zz} = 0.99$

Flambement par torsion :

Courbe,T=c	$\alpha_{fa,T} = 0.49$
$L_t = 7.50 \text{ m}$	$\phi_{i,T} = 1.09$
$N_{cr,T} = 4812.58 \text{ kN}$	$X_{T} = 0.59$
$\lambda_{m_T} = 0.91$	$N_{b,T,Rd} = 2369.04 \text{ kN}$

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=c	$\alpha_{fa,TF} = 0.49$
$N_{cr,y} = 4448.06 \text{ kN}$	$\phi_{i,TF} = 1.13$
$N_{cr,TF} = 4448.06 \text{ kN}$	$X_{TF} = 0.57$
$\lambda_{m_TF} = 0.95$	$N_{b,TF,Rd} = 2280.40 \text{ kN}$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$
$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed} + \tau_{t,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,z} = 72.41 < \lambda_{y,z,max} = 210.00 \quad \lambda_{y,z} = 100.16 < \lambda_{y,z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Annexe 14 : Détails de calcul des assemblages

a) Assemblage Poutre – Poutre

• Assemblage Traverse-Traverse

Nous conserverons ici les configurations établies pour l'assemblage **traverse-poteau** :

- Nombre de boulon : 10
- Caractéristiques des boulons : M30 de classe 10.9
- Effort :

Effort	Valeur
Effort tranchant V	88,621 kN
Moment fléchissant M	516,221 kN.m

- Moment résistant effectif de l'assemblage

Noté M_R , il sera déterminé par la formule suivante :

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_i}$$

Avec : $N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$N_1 = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 561 = 392,7 \text{ kN}$ (Pour un boulon)

Pour une rangée, nous aurons 785,4 kN

D'où :

$$M_R = \frac{785,4 \times 265100}{370} \times 10^{-3} = 562,728 \text{ kN.m}$$

- Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_1 = \frac{V}{n} = \frac{88,621}{10} = 8,862 \text{ kN (Par boulon)}$$

Il faut ensuite vérifier que :

$$V_1 \leq F_s = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

Avec : $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 561 = 392,7 \text{ kN}$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0,4 \times 392,7}{1,25} = 125,664 \text{ kN}$$

Nous pouvons conclure de ce qui précède que la condition de résistance de l'assemblage à l'effort tranchant est vérifiée : $V_1 \leq F_s$

- Résistance de l'âme de la traverse en traction

Nous devons vérifier que : $F_v = \frac{M}{h-t_f} < F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{345 \times 10,2 \times 80}{1} = 281520 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} = \frac{516,221}{0,5-0,016} = 1066,57 \text{ kN}$$

Nous constatons que $F_v = 1066,57 \text{ kN} < F_t = 281520 \text{ kN}$

La résistance de l'âme de la traverse à la traction est donc assurée.

- Résistance de l'âme de la traverse en compression

Nous devons vérifier que : $\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I} < f_y$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faudra songer à raidir l'âme.

$$\sigma_n = \frac{88,621}{116 \times 10^{-4}} + \frac{516,221}{2142 \times 10^{-6}} = 248639,27 \text{ kN/m}^2$$

Soit $\sigma_n = 249 \text{ MPa}$

Nous constatons que : $\sigma_n < f_y = 355 \text{ MPa}$: Il ne sera donc pas nécessaire de raidir l'âme du poteau.

- Résistance de l'âme de la traverse au cisaillement

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}} = \frac{0,58 \times 345 \times 500 \times 10,2}{1} = 1020510 \text{ N} \approx 1021 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} = \frac{516,221}{0,500-0,016} = 1066,57 \text{ kN}$$

Nous constatons que $F_v > V_R \rightarrow$

Il sera donc nécessaire de poser une fourrure d'âme (épaisseur **10 mm**)

Nous aurons donc : $t_w = 10,2 + 10 = 20,2 \text{ mm}$

$$\text{En recalculant } V_R = \frac{0,58 \times 345 \times 500 \times 20,2}{1} = 2021010 \text{ N} \approx 2021 \text{ kN}$$

$F_v = 1066,57 \text{ kN} < V_R = 2021 \text{ kN}$: OK!!

b) Assemblage Poutre-Poteau

– Effort agissant sur l'assemblage

L'assemblage sera soumis aux mêmes charges que la traverses :

Effort	Formules	Résultats
Effort tranchant V	$qL/2$	88,621 kN
Moment fléchissant M	$q \times L^2/8$	516,221 kN.m
Effort Axial N	$V \times \tan \alpha$	4,489 kN

– Effort N_i dans les boulons

Nous considérerons uniquement les boulons des trois rangées supérieures qui sont les boulons tendus :

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 370 \text{ mm} \\ d_2 = 290 \text{ mm} \\ d_3 = 210 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \sum d_i^2 = 265100 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{516,221 \times 370}{265100} 10^3 = 720,49 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{516,221 \times 290}{265100} 10^3 = 564,708 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{516,221 \times 210}{265100} 10^3 = 408,926 \text{ kN}$$

Nous devons ensuite déterminer le diamètre définitif des boulons qui seront utilisés pour l'assemblage. Il faudra alors que : $N_1 \leq n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

En tirant A_s , nous obtenons :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n}$$

$$A_s \geq \frac{720,49}{0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 2} = 514,64 \text{ mm}^2$$

Le boulon **M30** ($A_s = 561 \text{ mm}^2$) est le boulon qui répond à la condition précédente.

– **Moment résistant effectif de l'assemblage**

Noté M_R , il sera déterminé par la formule suivante :

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_i}$$

Avec : $N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$N_1 = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 561 = 392,7 \text{ kN}$ (Pour un boulon)

Pour une rangée, nous aurons 785,4 kN

D'où :

$$M_R = \frac{785,4 \times 265100}{370} \times 10^{-3} = 562,728 \text{ kN.m}$$

– **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{V}{n} = \frac{88,621}{10} = 8,862 \text{ kN (Par boulon)}$$

Il faut ensuite vérifier que :

$$V_1 \leq F_s = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

Avec : $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 561 = 392,7 \text{ kN}$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0,4 \times 392,7}{1,25} = 125,664 \text{ kN}$$

Nous pouvons conclure de ce qui précède que la condition de résistance de l'assemblage à l'effort tranchant est vérifié : $V_1 \leq F_s$

– **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Nous devons vérifier que : $F_v = \frac{M}{h-t_f} < F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{345 \times 8,6 \times 80}{1} = 237360 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} = \frac{516,221}{0,4-0,014} = 1337,36 \text{ kN}$$

Nous constatons que $F_v = 1337,36 \text{ kN} < F_t = 237360 \text{ kN}$

La résistance de l'âme du poteau à la traction est donc assurée

– **Résistance de l'âme du poteau en compression**

Nous devons vérifier que : $\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I} < f_y$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faudra songer à raidir l'âme.

$$\sigma_n = \frac{88,621}{84,5 \times 10^{-4}} + \frac{516,221}{1318 \times 10^{-6}} = 402157,646 \text{ kN/m}^2$$

Soit $\sigma_n = 402 \text{ MPa}$

Nous constatons que : $\sigma_n > f_y = 345 \text{ MPa}$: Il sera donc nécessaire de raidir l'âme du poteau.

– **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement**

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}} = \frac{0,58 \times 345 \times 400 \times 8,6}{1} = 688344 \text{ N} \approx 688 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{M}{h - t_f} = \frac{516,221}{0,400 - 0,014} = 1337,36 \text{ kN}$$

Nous constatons que $F_V > V_R \rightarrow$
Il sera donc nécessaire de poser une fourrure d'âme (épaisseur **10 mm**)

Nous aurons donc : $t_w = 8,6 + 10 = 18,6 \text{ mm}$

$$\text{En recalculant } V_R = \frac{0,58 \times 345 \times 400 \times 18,6}{1} = 1488744 \text{ N} \approx 1489 \text{ kN}$$

$F_V = 1337,36 \text{ kN} < V_R = 1489 \text{ kN}$: OK!!

c) Assemblage en pied de poteau

Nous retrouvons en pied de poteau, les efforts suivants :

- ✓ Effort de compression sous l'influence des charges permanentes : $N = 87,96 \text{ kN}$
- ✓ Effort dû à la combinaison des charges permanentes et de la pression du vent ($G + W_e$) :
 $V = 51,225 \text{ kN}$

• **Platines**

– **Prédimensionnement de la platine**

Nous désignons respectivement par **L** et **l** la longueur et la largeur de la platine dont les valeurs sont inscrites dans le tableau suivant :

Eléments	Formules	Valeurs approximatives
L	$h + (2 \times c)$	678
I	$b + (2 \times c)$	507

– Epaisseur **t** de la platine

Elle est déterminée à travers la relation suivante : $t \geq u \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$

Eléments	Formules	Valeurs approximatives
Contrainte de flexion	$\sigma = N / (L \times I)$	0,256 MPa
Epaisseur	$t = u \sqrt{3 \times \sigma / f_y}$	4,651 mm
Conclusion	Nous prendrons t = 5 mm	

- **Goujons d'ancrage**

Nous utiliserons l'effort admissible par scellement afin de proposer un diamètre **φ aux goujons d'ancrage** :

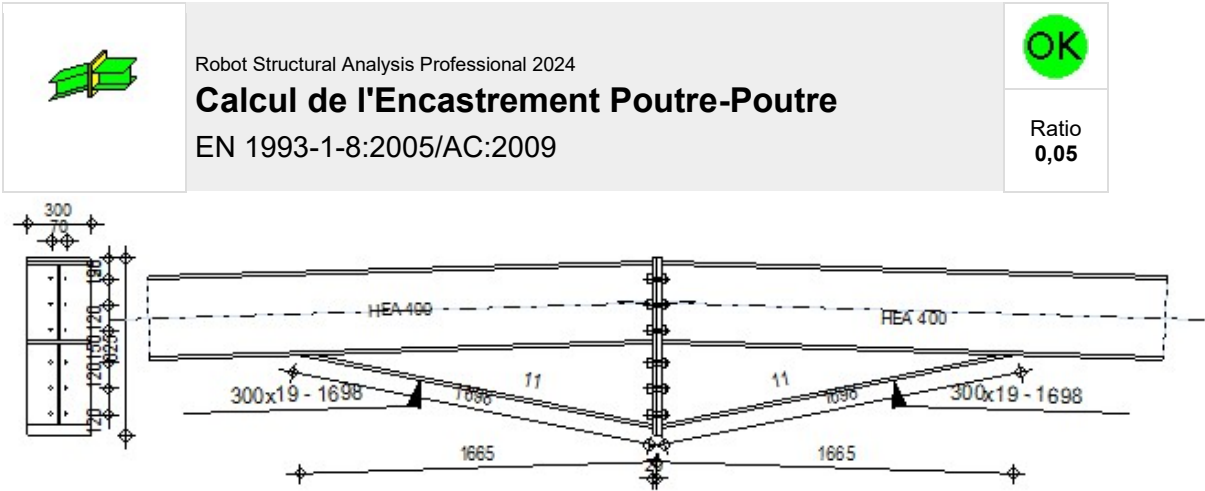
$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{364} \right)^2} \times (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq 51,225 \text{ kN}$$

Les calculs réalisés nous donnent un diamètre $\phi = 18,86 \text{ mm}$

Nous pouvons donc opter pour une taille normalisée de **φ = 20 mm**

Annexe 15 : Note de calcul des assemblages

Poutre-Poutre :



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
Noeud de la structure: 33
Barres de la structure: 22, 23

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEA 400
Barre N°: 22
 $\alpha = -1,00$ [deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbl} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbl} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 158,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 355
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEA 400
Barre N°: 23
 $\alpha = -1,00$ [deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbr} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbr} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 158,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$I_{xbr} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 355

$f_{yb} = 355,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 98$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
= 70 [mm]

Entraxe $p_i = 120; 120; 150; 120; 120$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 825$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 355

$f_{ypr} = 355,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 390$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 2262$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = -1,00$ [deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme

$a_r = 12$ [mm] Soudure semelle

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

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 32: $ELU/14=1*1.35 + 12*1.50$ $1*1.35+12*1.50$

$M_{b1,Ed} = 36,81$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 0,58$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -12,74$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 158,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 5643,72$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 100,23$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 2054,27$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2561,97$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 909,50$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 5350,96$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1899,59$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1899,59$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 761$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 2496,22$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = -1,00$ [deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = -1,00$ [deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 347$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,80$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 12,97$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 4603,91$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 298$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,12$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,73$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 3377,25$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 2529,38$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 2529,38$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	19	-	115	-	120	121	155	121	155	181	104	104	104
2	19	-	115	-	120	121	221	121	221	240	120	120	120
3	19	-	115	-	135	121	221	121	221	270	135	135	135

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

4	19	-	115	-	135	121	221	121	221	270	135	135	135
5	19	-	115	-	120	121	221	121	221	240	120	120	120
6	19	-	115	-	120	121	221	121	221	181	171	171	171

- m** – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
l_{eff,cp} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 5058,75 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 467,77 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \text{ – résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \text{ – résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \text{ – résistance de la platine fléchée à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \text{ – résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \min (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	436,32	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 436,32	436,32	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 473,98	473,98	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 935,54	935,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} = 2496,22	2496,22	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 2529,38	2529,38	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	414,44	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(2)} = 436,32	436,32	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 473,98	473,98	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 935,54	935,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} - $\sum_1^1 F_{ij,Rd}$ = 2496,22 - 436,32	2059,90	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} - $\sum_1^1 F_{ij,Rd}$ = 2529,38 - 436,32	2093,05	Ame de la poutre - compression
F _{t,ep,Rd(2+1)} - $\sum_1^1 F_{ij,Rd}$ = 850,76 - 436,32	414,44	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(2+1)} - $\sum_1^1 F_{ij,Rd}$ = 874,84 - 436,32	438,52	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F _{t3,Rd,comp} - Formule	F _{t3,Rd,comp}	Composant
F _{t3,Rd} = Min (F _{t3,Rd,comp})	436,32	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(3)} = 436,32	436,32	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(3)} = 473,98	473,98	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 935,54	935,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} - $\sum 1^2 F_{tj,Rd}$ = 2496,22 - 795,98	1700,24	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} - $\sum 1^2 F_{tj,Rd}$ = 2529,38 - 795,98	1733,40	Ame de la poutre - compression
F _{t,ep,Rd(3+2)} - $\sum 2^2 F_{tj,Rd}$ = 872,64 - 359,66	512,98	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(3+2)} - $\sum 2^2 F_{tj,Rd}$ = 995,77 - 359,66	636,12	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(3+2+1)} - $\sum 2^1 F_{tj,Rd}$ = 1308,96 - 795,98	512,98	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(3+2+1)} - $\sum 2^1 F_{tj,Rd}$ = 1402,02 - 795,98	606,04	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 283,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F _{t4,Rd,comp} - Formule	F _{t4,Rd,comp}	Composant
F _{t4,Rd} = Min (F _{t4,Rd,comp})	436,32	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(4)} = 436,32	436,32	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(4)} = 473,98	473,98	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 935,54	935,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} - $\sum 1^3 F_{tj,Rd}$ = 2496,22 - 1078,98	1417,24	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} - $\sum 1^3 F_{tj,Rd}$ = 2529,38 - 1078,98	1450,40	Ame de la poutre - compression
F _{t,ep,Rd(4+3)} - $\sum 3^3 F_{tj,Rd}$ = 872,64 - 283,00	589,64	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(4+3)} - $\sum 3^3 F_{tj,Rd}$ = 1054,35 - 283,00	771,35	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(4+3+2)} - $\sum 3^2 F_{tj,Rd}$ = 1308,96 - 642,66	666,30	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(4+3+2)} - $\sum 3^2 F_{tj,Rd}$ = 1522,95 - 642,66	880,29	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - $\sum 3^1 F_{tj,Rd}$ = 1745,28 - 1078,98	666,30	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - $\sum 3^1 F_{tj,Rd}$ = 1929,19 - 1078,98	850,21	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 187,17 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F _{t5,Rd,comp} - Formule	F _{t5,Rd,comp}	Composant
F _{t5,Rd} = Min (F _{t5,Rd,comp})	436,32	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(5)} = 436,32	436,32	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(5)} = 473,98	473,98	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 935,54	935,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} - $\sum 1^4 F_{tj,Rd}$ = 2496,22 - 1266,15	1230,06	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} - $\sum 1^4 F_{tj,Rd}$ = 2529,38 - 1266,15	1263,22	Ame de la poutre - compression
F _{t,ep,Rd(5+4)} - $\sum 4^4 F_{tj,Rd}$ = 872,64 - 187,17	685,47	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4)} - $\sum 4^4 F_{tj,Rd}$ = 995,77 - 187,17	808,60	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(5+4+3)} - $\sum 4^3 F_{tj,Rd}$ = 1308,96 - 470,17	838,79	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4+3)} - $\sum 4^3 F_{tj,Rd}$ = 1522,95 - 470,17	1052,78	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - $\sum 4^2 F_{tj,Rd}$ = 1745,28 - 829,83	915,45	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - $\sum 4^2 F_{tj,Rd}$ = 1991,55 - 829,83	1161,72	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - $\sum 4^1 F_{tj,Rd}$ = 2181,60 - 1266,15	915,45	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - $\sum 4^1 F_{tj,Rd}$ = 2397,79 - 1266,15	1131,64	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 110,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

**Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi**

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	436,32	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 436,32$	436,32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 473,98$	473,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 935,54$	935,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2496,22 - 1376,67$	1119,55	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2529,38 - 1376,67$	1152,71	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 872,64 - 110,51$	762,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 1134,44 - 110,51$	1023,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 1308,96 - 297,69$	1011,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 1661,62 - 297,69$	1363,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1745,28 - 580,69$	1164,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 2188,79 - 580,69$	1608,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 2181,60 - 940,35$	1241,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 2657,39 - 940,35$	1717,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2617,92 - 1376,67$	1241,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 3063,63 - 1376,67$	1686,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 33,85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	
1	683	436,32	–	–	436,32	473,98	436,32	935
2	563	359,66	–	–	436,32	473,98	436,32	935
3	443	283,00	–	–	436,32	473,98	436,32	935
4	293	187,17	–	–	436,32	473,98	436,32	935
5	173	110,51	–	–	436,32	473,98	436,32	935
6	53	33,85	–	–	436,32	473,98	436,32	935

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 701,61 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 112,94 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 394,30 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 394,30 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	436,32	-2,12	436,32	22,89	20,77	218,19
2	436,32	-2,12	359,66	18,87	16,75	219,68
3	436,32	-2,12	283,00	14,85	12,73	221,17
4	436,32	-2,12	187,17	9,82	7,70	223,03
5	436,32	-2,12	110,51	5,80	3,68	224,51
6	436,32	-2,12	33,85	1,78	-0,35	225,87

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$	
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$	
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$	
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$	
$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$	[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = 1332,45$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 277,82$ [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 157,44$ [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 120,38$ [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 181798,02$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 6,33$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 6,01$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = 0,05$ [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,90$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$12,67 < 417,78$	vérifié (0,03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$12,01 < 417,78$	vérifié (0,03)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$6,33 < 338,40$	vérifié (0,02)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 5$ [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 16$ [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 22$ [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 68$ [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 7$ [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	140,04	6951,93
1	683	∞	∞	104	6	42,82	2924,40
2	563	∞	∞	120	6	35,87	2019,48
3	443	∞	∞	121	6	28,26	1251,85
4	293	∞	∞	121	6	18,69	547,61
5	173	∞	∞	120	6	11,02	190,67
6	53	∞	∞	121	6	3,38	17,91

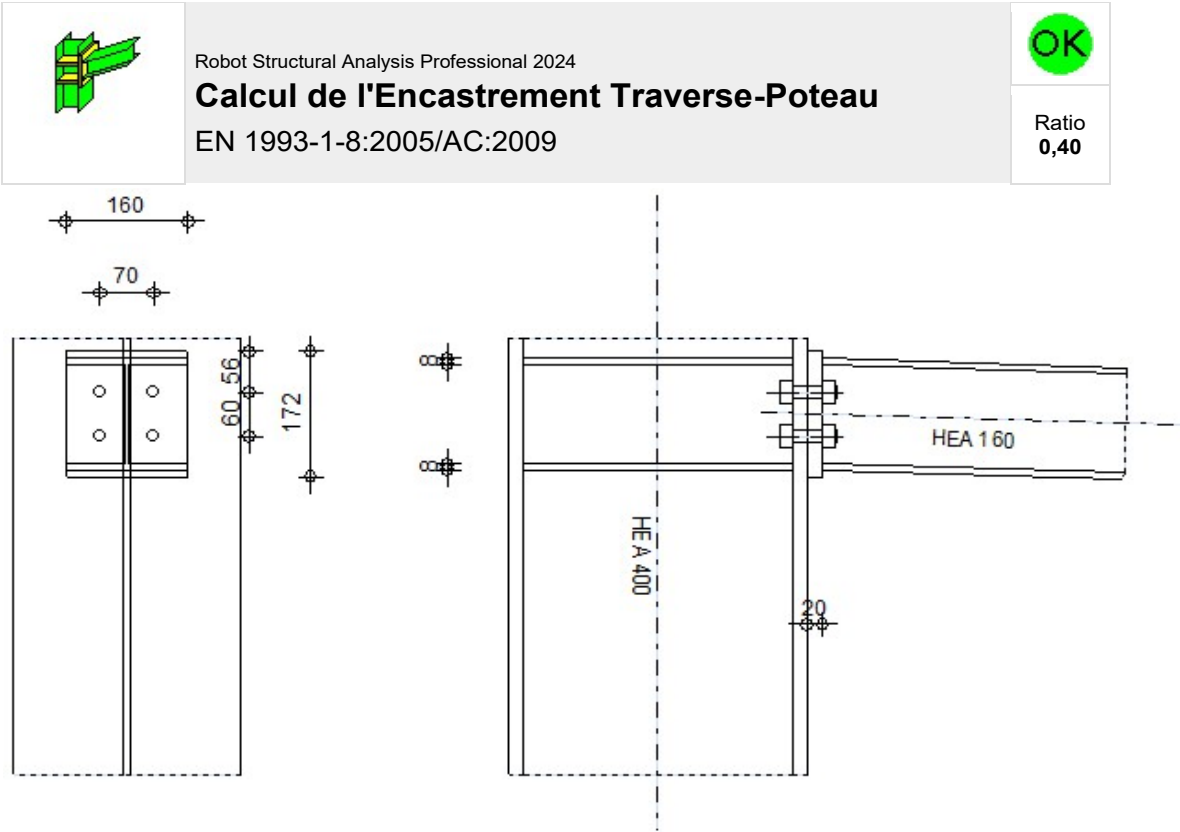
$K_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$		[6.3.3.1.(2)]
$Z_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j^2 / \sum_j K_{eff,j} h_j$		
$Z_{eq} = 496$ [mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]
$K_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j / Z_{eq}$		
$K_{eq} = 28$ [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 K_{eq}$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 1459904,95$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 1459904,95$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.		
$S_{j,rig} = 33472,06$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 2092,00$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGIDE	

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,05

Poutre-Potelet:



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage: Poutre - poteau
Noeud de la structure: 337
Barres de la structure: 22, 275

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 22
 $\alpha = -1,00$ [deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 355
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

Profilé: HEA 160

Barre N°: 275

$\alpha = -1,00$ [deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 152$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 38,77$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 1672,98$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 355 M/ML
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 56$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
=
Entraxe $p_i = 60$ [mm]

PLATINE

$h_p = 172$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 7$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 32: $ELU/14=1*1.35 + 12*1.50 \quad 1*1.35+12*1.50$

$M_{b1,Ed} = -8,47$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} = -5,11$	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} = -130,79$	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} = -192,40$	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed} = -78,74$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} = -10,60$	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} = -183,93$	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = -52,12$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -13,60$	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 38,77$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 1376,38$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 13,21$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 270,78$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 245,17$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 87,03$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 245,17$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 87,03$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 87,03$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 143$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 608,63$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -8,47$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -78,74$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -52,12$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 102$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = -70,16$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 57,33$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 144$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$M_{pl,fc,Rd} = 9,61$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 1206,58$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 299$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 57,33$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,84$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 64,27$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,28$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1429,83$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,04$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,78$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,38$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1211,94$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 1211,94$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 299$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 57,33$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,84$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 64,27$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,28$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1429,83$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,04$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,78$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,38$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1211,94$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1211,94$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	8	–	115	–	60	50	63	50	63	85	6	6	6
2	8	–	115	–	60	50	63	50	63	85	6	6	6

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	26	–	45	–	60	166	179	166	179	143	128	128	128
2	26	–	45	–	60	166	162	162	162	143	111	111	111

- m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
l_{eff,cp} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1376,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 260,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \text{ – résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \text{ – résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \text{ – résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \text{ – résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	192,70	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 192,70	192,70	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 352,56	352,56	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 1206,58	1206,58	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1211,94	1211,94	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 608,63	608,63	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	192,70	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 192,70	192,70	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$F_{t,wb,Rd(2)} = 344,26$	344,26	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1206,58 - 192,70$	1013,88	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1211,94 - 192,70$	1019,24	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 608,63 - 192,70$	415,93	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 179,25 - 192,70$	-13,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 43,14 - 192,70$	-149,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 440,41 - 192,70$	247,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 508,24 - 192,70$	315,54	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	
1	102	192,70	226,08	192,70	226,08	352,56	226,08	521
2	42	192,70	226,08	192,70	226,08	344,26	226,08	521

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 27,57 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,40 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 62,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 198,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 230,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-65,40	192,70	59,23	-6,16	125,60
2	226,08	-65,40	192,70	59,23	-6,16	125,60

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 251,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 50,16 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 39,76 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 10,40 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 2213,24 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -39,97 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -32,52 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$\tau_{II} =$	-4,91	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	79,94	<	360,00	vérifié (0,22)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	65,60	<	360,00	vérifié (0,18)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	39,97	<	259,20	vérifié (0,15)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	61	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	0,17	1,41
1	102	0	69	50	0	0,12	1,21
2	42	0	69	44	0	0,05	0,20

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$
 $z_{eq} = 84$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / z_{eq}$
 $k_{eq} = 0$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 102$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 21$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 292,81$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 292,81$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 3501,60$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 218,85$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

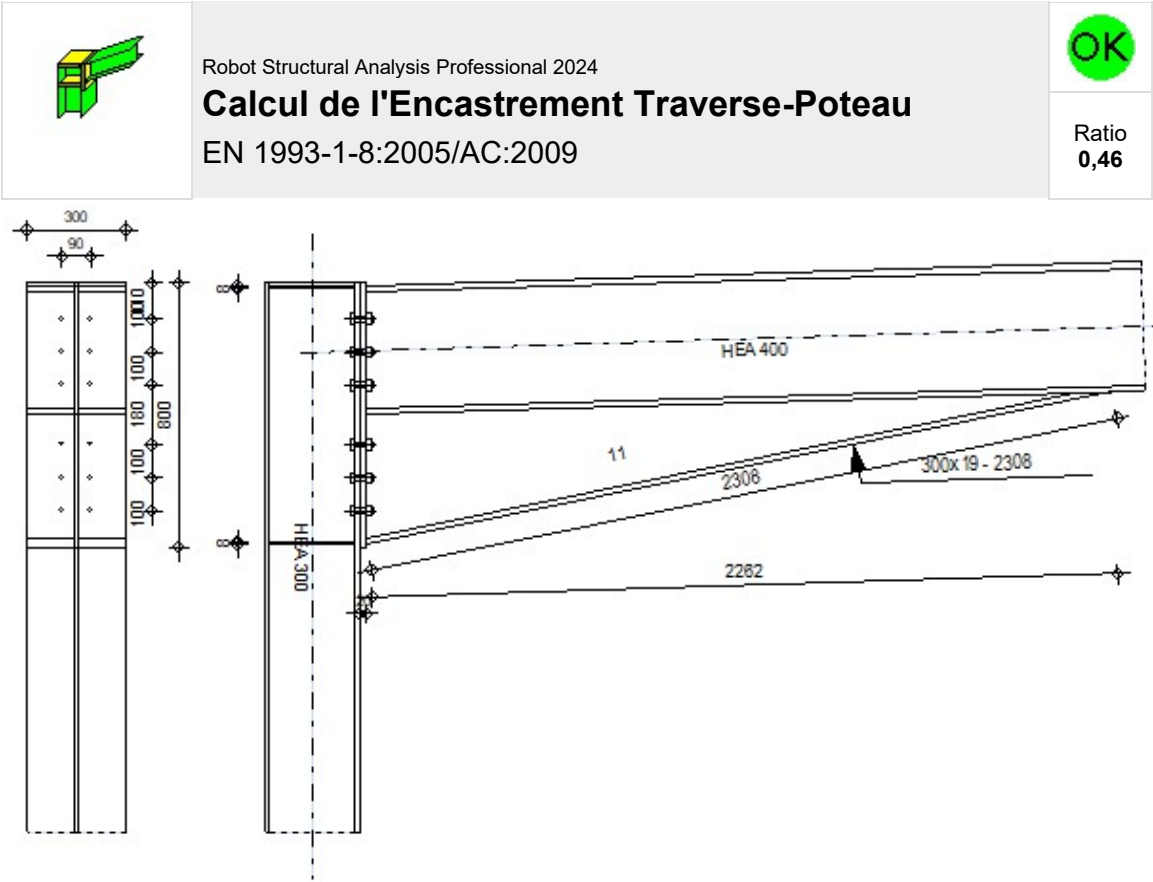
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,40

Poutre-Poteau:



GENERAL

Assemblage N°: 5
Nom de l'assemblage: Angle de portique
Noeud de la structure: 30
Barres de la structure: 20, 22

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
Barre N°: 20
 $\alpha = -1,00$ [deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 355
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 400
Barre N°: 22

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$\alpha =$	-1,00	[deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	390	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 355		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	110	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	90	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	100;100;180;100;100	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	800	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 355		
$f_{yp} =$	355,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	390	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	2262	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	-1,00	[deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 355		
$f_{ysu} =$	355,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 355		
$f_{ysu} =$	355,00	[MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: $28: ELU/10=1*1.35 + 8*1.50 \quad 1*1.35+8*1.50$

$M_{b1,Ed} =$	170,54	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	77,19	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-38,61	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	170,54	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	38,61	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-77,19	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	5643,72	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	100,23	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	2054,27	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,04 < 1,00		vérifié	(0,04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	2561,97	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	909,50	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	5350,95	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	1899,59	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	1899,59	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	761	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	2496,21	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	-1,00	[deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	-1,00	[deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	382	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,77		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	58,81	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd1} = 6640,33$	[kN] Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wb} = 298$	[mm] Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,18$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,71$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd2} = 4687,96$	[kN] Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort		
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$		
$F_{c,wb,Rd3} = 2529,38$	[kN] Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$		
$F_{c,wb,Rd,low} = 2529,38$	[kN] Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT

$M_{b1,Ed} = 170,54$	[kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$	[kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 38,61$	[kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$	[kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 620$	[mm] Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 255,59$	[kN] Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 37,28$	[cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 37,28$	[cm²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 772$	[mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 5,22$	[kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,70$	[kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,70$	[kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 705,57$	[kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,36 < 1,00$	vérifié (0,36)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$	[mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 304$	[mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 37,28$	[cm²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,78$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 103,97$	[MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 17,36$	[cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1335,86$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 208$	[mm] Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,13$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,73$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,37$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1139,04$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$F_{c,wc,Rd} = 1139,04$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 304$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,78$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 103,97$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 17,36$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 1335,31$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 208$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,13$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,73$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 2,37$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 1138,89$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 1138,89$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	19	–	105	–	100	120	153	120	153	160	99	99	99
2	19	–	105	–	100	120	208	120	208	200	100	100	100
3	19	–	105	–	140	120	208	120	208	280	140	140	140
4	19	–	105	–	140	120	208	120	208	280	140	140	140
5	19	–	105	–	100	120	208	120	208	200	100	100	100
6	19	–	105	–	100	120	153	120	153	160	99	99	99

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	30	–	105	–	100	191	244	191	244	196	167	167	167
2	30	–	105	–	100	191	253	191	253	200	100	100	100
3	30	–	105	–	140	191	253	191	253	280	140	140	140
4	30	–	105	–	140	191	253	191	253	280	140	140	140
5	30	–	105	–	100	191	253	191	253	200	100	100	100
6	30	–	105	–	100	191	253	191	253	196	177	177	177

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2277,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 238,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \text{ -- résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \text{ -- résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \text{ -- résistance de la platine fléchée à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \text{ -- résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 346,52	346,52	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 747,09	747,09	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 476,28	476,28	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 705,57	705,57	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1139,04	1139,04	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 2496,21	2496,21	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 2529,38	2529,38	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	186,02	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 346,52	346,52	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 747,09	747,09	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 476,28	476,28	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β - ∑ ¹ F _{ti,Rd} = 705,57 - 226,08	479,49	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 1139,04 - 226,08	912,96	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 2496,21 - 226,08	2270,13	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 2529,38 - 226,08	2303,30	Ame de la poutre - compression
F _{t,fc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 412,10 - 226,08	186,02	Aile du poteau - traction - groupe
F _{t,wc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 533,91 - 226,08	307,83	Ame du poteau - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 452,16 - 226,08	226,08	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 1042,91 - 226,08	816,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F _{t3,Rd,comp} - Formule	F _{t3,Rd,comp}	Composant
F _{t3,Rd} = Min (F _{t3,Rd,comp})	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(3)} = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(3)} = 346,52	346,52	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(3)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(3)} = 747,09	747,09	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 476,28	476,28	Boulons au cisaillement/poinçonnement

**Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi**

$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 705,57 - 412,10$	293,47	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1139,04 - 412,10$	726,94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2496,21 - 412,10$	2084,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2529,38 - 412,10$	2117,28	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 444,98 - 186,02$	258,96	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 614,41 - 186,02$	428,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 650,74 - 412,10$	238,64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 767,77 - 412,10$	355,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 452,16 - 186,02$	266,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 937,20 - 186,02$	751,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 678,24 - 412,10$	266,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1589,61 - 412,10$	1177,51	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 158,63 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	134,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 346,52$	346,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 747,09$	747,09	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 476,28$	476,28	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 705,57 - 570,73$	134,84	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1139,04 - 570,73$	568,31	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2496,21 - 570,73$	1925,48	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2529,38 - 570,73$	1958,64	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 452,16 - 158,63$	293,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 683,08 - 158,63$	524,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 678,24 - 344,65$	333,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 815,72 - 344,65$	471,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 889,38 - 570,73$	318,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 905,20 - 570,73$	334,47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 452,16 - 158,63$	293,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1093,40 - 158,63$	934,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 678,24 - 344,65$	333,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1483,90 - 344,65$	1139,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 904,32 - 570,73$	333,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 2136,31 - 570,73$	1565,57	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 97,93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	36,91	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 346,52$	346,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 747,09$	747,09	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 476,28$	476,28	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 705,57 - 668,67$	36,91	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1139,04 - 668,67$	470,37	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 2496,21 - 668,67$	1827,55	Aile de la poutre - compression

**Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi**

$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 2529,38 - 668,67$	1860,71	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 444,98 - 97,93$	347,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 614,41 - 97,93$	516,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 256,57$	421,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 815,72 - 256,57$	559,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 889,96 - 442,59$	447,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 905,74 - 442,59$	463,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1095,72 - 668,67$	427,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 966,92 - 668,67$	298,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 452,16 - 97,93$	354,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 937,20 - 97,93$	839,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 256,57$	421,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1483,90 - 256,57$	1227,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 904,32 - 442,59$	461,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1874,40 - 442,59$	1431,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 668,67$	461,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 2526,81 - 668,67$	1858,14	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 346,52$	346,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 747,09$	747,09	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 476,28$	476,28	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 705,57 - 705,57$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 1139,04 - 705,57$	433,47	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 2496,21 - 705,57$	1790,64	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 2529,38 - 705,57$	1823,80	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 412,10 - 36,91$	375,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 533,91 - 36,91$	497,01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 650,74 - 134,84$	515,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 767,77 - 134,84$	632,93	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 889,38 - 293,47$	595,91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 905,20 - 293,47$	611,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1095,72 - 479,49$	616,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 966,92 - 479,49$	487,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1301,48 - 705,57$	595,91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1009,72 - 705,57$	304,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 452,16 - 36,91$	415,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 1079,82 - 36,91$	1042,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 678,24 - 134,84$	543,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 1626,52 - 134,84$	1491,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 904,32 - 293,47$	610,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 2173,22 - 293,47$	1879,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 479,49$	650,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 2563,72 - 479,49$	2084,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 705,57$	650,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 3216,13 - 705,57$	2510,56	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	
1	670	226,08	226,08	346,52	226,08	747,09	226,08	476
2	570	186,02	226,08	346,52	226,08	747,09	226,08	476

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

3	470	158,63	226,08	346,52	226,08	747,09	226,08	476
4	290	97,93	226,08	346,52	226,08	747,09	226,08	476
5	190	36,91	226,08	346,52	226,08	747,09	226,08	476
6	90	-	226,08	346,52	226,08	747,09	226,08	476

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 367,76 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,46 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 56,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 210,56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 210,56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-6,44	226,08	104,84	98,41	77,35
2	226,08	-6,44	186,02	86,26	79,83	83,94
3	226,08	-6,44	158,63	73,56	67,13	88,45
4	226,08	-6,44	97,93	45,41	38,98	98,43
5	226,08	-6,44	36,91	17,12	10,68	108,47
6	226,08	-6,44	0,00	0,00	-6,44	112,25

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \min(n_h F_{v,Rd} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 568,90 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 249,24 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 142,24 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 107,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 142905,59 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -32,77 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -32,77 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 7,21 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 65,54 < 417,78 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 66,72 < 417,78 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad 32,77 < 338,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi

h_{nut}	=	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b	=	56	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10}	=	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	32,88	1608,67
1	670	2	35	43	1	9,33	625,44
2	570	2	35	26	1	7,80	445,14
3	470	3	42	36	2	7,34	345,46
4	290	3	42	36	2	4,53	131,66
5	190	2	35	26	1	2,60	49,60
6	90	2	35	45	1	1,26	11,39

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 489$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 7$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 489$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 3$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 101728,21$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 101728,21$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 33469,10$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 2091,82$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,46



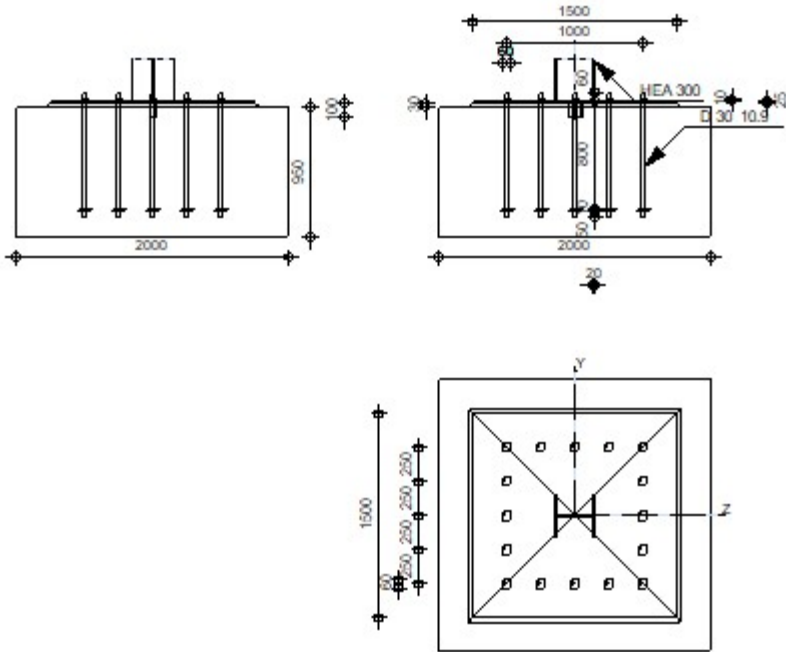
Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0,93



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 29
Barres de la structure: 20

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
Barre N°: 20
L_c = 7,50 [m] Longueur du poteau
 α = -1,00 [deg] Angle d'inclinaison
h_c = 290 [mm] Hauteur de la section du poteau
b_{fc} = 300 [mm] Largeur de la section du poteau
t_{wc} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} = 14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c = 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
A_c = 112,53 [cm²] Aire de la section du poteau
I_{yc} = 18263,50 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 355
f_{yc} = 355,00 [MPa] Résistance
f_{uc} = 470,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$l_{pd} =$	1500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1500	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_{ypd} =$	355,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	470,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe =	10.9		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	5,61	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	7,07	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	5		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	5		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	250; 250	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	250; 250	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	800	[mm]
$L_3 =$	50	[mm]

Plaque d'ancrage

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_y =$	355,00	[MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100		
$l_w =$	100	[mm] Longueur
Matériau: S 235		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	2000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2000	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	950	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C20/25	
$f_{ck} =$	20,00	[MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: 41: $ELU/23=1*1.00 + 5*1.50 \quad 1*1.00+5*1.50$

$N_{j,Ed} = 16,23$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 0,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -43,83$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 125,96$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 11,85$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 79$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 172$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 458$ [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 787,70$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 7089,29$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 3150,80$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 26,67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,y} = 787,70$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 787,70$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$
 $F_{c,Rd,y} = 2100,53$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 2100,53$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 3,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{el,y} = 1259,55$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 447,14$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 276$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1620,08$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $W_{el,z} = 420,64$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,z} = 149,33$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 229$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$
 $F_{c,fc,Rd,z} = 652,09$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$
 $F_{c,Rd,y} = 1620,08$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]
 $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$
 $F_{c,Rd,z} = 652,09$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 5,61$	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} = 343,33$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900,00$	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} = 420,75$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} = 343,33$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h = 92,93$	[cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k = 150,00$	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$			
$F_{t,Rd,p} = 645,36$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 333$	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 244,95$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1000$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 500$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 10000,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 4000,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,40$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 500$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 1,00$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 45,36$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 770$	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 859,99$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1540$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 770$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 23716,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 5080,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,21$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 500$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,89$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$			

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 0,72$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 55,30$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 45,36 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 750$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 750$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 349$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 41,60$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 41,60$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 476,34$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 233,43$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 226,80$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 226,80$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 750$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 750$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 490$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 41,60$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 41,60$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 339,54$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 189,04$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 226,80$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 189,04$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$t_{wc} = 8$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 750$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 37,28$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,46$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$		
$F_{t,wc,Rd,z} = 1032,77$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 650,24$ [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 226,80$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$		
$F_{T,Rd,z} = 189,04$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
$e_y = 7760$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 138$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 500$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 142,17$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,89 < 1,00$	vérifié	(0,89)

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$e_z =$	0	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	114	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} =$	500	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	0,00	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)				
	0,04	<	1,00	vérifié (0,04)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$				
	0,93	<	1,00	vérifié (0,93)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,60$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 705,00$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,60$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 705,00$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 7,07$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 140,24$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 3,23$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 58$	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 93,67$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 97,98$	[kN] Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 90,72$	[kN] Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 341,33$	[kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(ε)]
$\psi_{A,V,y} = 0,67$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.(ε)]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(ε)]
$\psi_{s,V,y} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(ε)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(ε)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(ε)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(ε)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 94,82$	[kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 341,33$	[kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,67$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^{0.5} \psi_{A,V,z} \psi_{h,V,z} \psi_{s,V,z} \psi_{ec,V,z} \psi_{\alpha,V,z} \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 94,82 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * I_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 186,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * I_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1638,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 1554,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 105,40 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 105,40 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = -16,73 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,90 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,50 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,50)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,45 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,45)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 172 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 458 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$$

$$k_{13,y} = 31 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 750 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 349 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 0 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 320 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,77 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 8352,07 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 153413,40 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \quad \text{SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire
du Grand Nokoué à Abomey Calavi

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$	
$k_{13,z} = 31$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]
$l_{eff} = 750$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2 [6.2.6.5]
$m = 490$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$	
$k_{15,z} = 0$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]
$L_b = 320$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$	
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 1,31$	Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 8624,74$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 53000,30$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$	SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,93

Annexe 16 : Détail du calcul des fondations

d) Prédimensionnement de la semelle

- Surface portante (S)

$$S = \frac{N}{\sigma} = \frac{104238}{2,5} = 4,17 \text{ m}^2$$

- Dimensions de la semelle

Nous désignons respectivement par A et B la longueur et la largeur de la semelle et par **a** et **b**, les dimensions de la platine du

$$A \geq \sqrt{S \times a/b} = 2,6 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{S \times b/a} = 1,7 \text{ m}$$

$$d \geq \max \left[\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right]$$

$$\frac{A-a}{4} = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} = 33 \text{ cm}$$

D'où $d \geq 50 \text{ cm}$

Nous prendrons **$d = 50 \text{ cm}$**

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

Dimensions	Résultats (m)
A	2,60
B	1,70
d	0,50
h	0,55

e) Condition de stabilité

Elle est définie par la condition suivante : $\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$

Eléments de calcul	Formules	Résultats
Section de la semelle $A_{semelle}$	$A \times B$	$4,42 \text{ m}^2$
Charge q_s	$q_1 = G + W_e$	$27,8 \text{ kN/m}$
Effort N_{ser}	$q_s h/2$	$104,238 \text{ kN}$
Poids propre de la semelle $PP_{semelle}$	$25 \times A \times B \times h$	$60,78 \text{ kN}$
Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol}$	-	250 KPa
Contrainte due à la semelle σ_{sol}	$(N_{ser} + p_{semelle})/A_{semelle}$	$37,33 \text{ KPa}$
Conclusion	La condition de stabilité est vérifiée	

f) Vérification du non poinçonnement : $N'_u \leq 0,045 \times u_c \times h' \times \frac{f_c}{\gamma_b}$

Eléments de calcul	Formules	Résultats
Charge q_u	$1,35G + 1,5W_e$	$58,63 \text{ kN/m}$
Effort N_u	$q_u \times h/2$	$219,859 \text{ kN}$
u_c	$2(a + b + 2h)$	$4,16 \text{ m}$
Epaisseur h'	$h/2$	$0,23 \text{ m}$
Vérification	$N'_u = N_u \left[1 - \frac{(a + 2h)(b + 2h)}{A \cdot B} \right]$	$94,708 \text{ kN}$
	$0,045 \times u_c \times h' \times f_{cj}/\gamma_b$	$842,4 \text{ kN}$
Conclusion	Le non poinçonnement est donc vérifié	

g) Détermination de la section d'armature

Le calcul seront effectués à l'E.L.U. car le milieu est **non agressif**

Section d'acier	Formules	Résultats (cm ²)	Nombre de barres
Parallèle à « A »	$A_{s//A} = N_u(A - a) / \left(8d \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$	2,53	6HA8 ($A_s = 3,018 \text{ cm}^2$)
Parallèle à « B »	$A_{s//B} = N_u(B - b) / \left(8d \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$	1,67	4HA8 ($A_s = 2,018 \text{ cm}^2$)

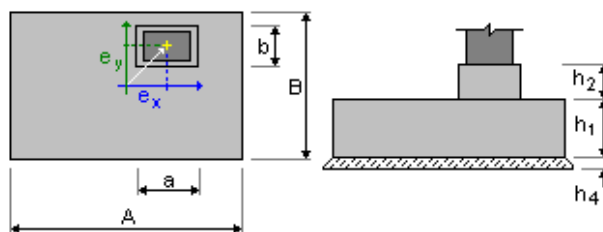
Annexe 17 : Note de calcul de la semelle

1.1 Données de base

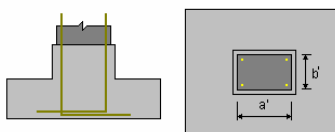
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : NF P 94-261 (NF-EN 1997-1:2008/A1 Avril 2014)
- Norme pour les calculs béton armé : Eurocode 2
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A	= 2,40 (m)	a	= 0,50 (m)
B	= 1,80 (m)	b	= 0,50 (m)
h1	= 0,40 (m)	ex	= 0,10 (m)
h2	= 0,75 (m)	ey	= 0,05 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 29,0 (cm)
b'	= 30,0 (cm)
c _{nom1}	= 6,0 (cm)
c _{nom2}	= 6,0 (cm)
Écarts de l'enrobage: C _{dev} = 1,0(cm), C _{dur} = 0,0(cm)	

1.1.3 Matériaux

- Béton : C20/25; résistance caractéristique = 20,00 MPa
Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
répartition rectangulaire des charges [3.1.7(3)]
- Armature longitudinale : type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa
Classe de ductilité: C
branche horizontale du diagramme
- contrainte-déformation
- Armature transversale : type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 500 résistance

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

- caractéristique = 500,00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	
ELU/1=1*1.35 + 2*1.50		de calcul(Structurelle)			----	87,62	-5,40	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/2=1*1.35		de calcul(Structurelle)			----	64,20	-3,25	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/3=1*1.00 + 2*1.50		de calcul(Structurelle)			----	70,97	-4,55	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/4=1*1.00		de calcul(Structurelle)			----	47,55	-2,41	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/5=1*1.35 + 3*1.50		de calcul(Structurelle)			----	34,25	38,52	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/6=1*1.35 + 4*1.50		de calcul(Structurelle)			----	40,27	36,59	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/7=1*1.35 + 5*1.50		de calcul(Structurelle)			----	-0,14	29,48	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/8=1*1.35 + 6*1.50		de calcul(Structurelle)			----	5,88	27,54	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/9=1*1.35 + 7*1.50		de calcul(Structurelle)			----	80,74	-20,43	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/10=1*1.35 + 8*1.50		de calcul(Structurelle)			----	105,14	-21,72	-0,00
0,00	0,00							
ELU/11=1*1.35 + 9*1.50		de calcul(Structurelle)			----	46,35	-29,48	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/12=1*1.35 + 10*1.50		de calcul(Structurelle)			----	70,75	-30,76	-0,00
0,00	-0,00							
ELU/13=1*1.35 + 11*1.50		de calcul(Structurelle)			----	69,39	-8,61	-0,00
-0,00	0,00							
ELU/14=1*1.35 + 12*1.50		de calcul(Structurelle)			----	94,66	-10,92	-0,00
-0,00	0,00							
ELU/15=1*1.35 + 13*1.50		de calcul(Structurelle)			----	35,00	-17,65	-0,00
-0,00	0,00							
ELU/16=1*1.35 + 14*1.50		de calcul(Structurelle)			----	60,26	-19,96	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/17=1*1.35 + 15*1.50		de calcul(Structurelle)			----	69,39	-8,61	0,00
-0,00	0,00							
ELU/18=1*1.35 + 16*1.50		de calcul(Structurelle)			----	94,66	-10,92	0,00
-0,00	0,00							
ELU/19=1*1.35 + 17*1.50		de calcul(Structurelle)			----	35,00	-17,65	0,00
-0,00	0,00							
ELU/20=1*1.35 + 18*1.50		de calcul(Structurelle)			----	60,26	-19,96	0,00
0,00	-0,00							
ELU/21=1*1.00 + 3*1.50		de calcul(Structurelle)			----	17,61	39,37	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/22=1*1.00 + 4*1.50		de calcul(Structurelle)			----	23,63	37,43	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/23=1*1.00 + 5*1.50		de calcul(Structurelle)			----	-16,78	30,32	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/24=1*1.00 + 6*1.50		de calcul(Structurelle)			----	-10,77	28,39	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/25=1*1.00 + 7*1.50		de calcul(Structurelle)			----	64,10	-19,59	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/26=1*1.00 + 8*1.50		de calcul(Structurelle)			----	88,50	-20,87	-0,00
0,00	0,00							
ELU/27=1*1.00 + 9*1.50		de calcul(Structurelle)			----	29,70	-28,64	-0,00
-0,00	-0,00							
ELU/28=1*1.00 + 10*1.50		de calcul(Structurelle)			----	54,10	-29,92	-0,00
0,00	-0,00							
ELU/29=1*1.00 + 11*1.50		de calcul(Structurelle)			----	52,75	-7,76	-0,00
-0,00	0,00							
ELU/30=1*1.00 + 12*1.50		de calcul(Structurelle)			----	78,01	-10,07	-0,00
-0,00	0,00							
ELU/31=1*1.00 + 13*1.50		de calcul(Structurelle)			----	18,35	-16,81	-0,00
-0,00	0,00							

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

ELU/32=1*1.00 + 14*1.50	de calcul(Structurale)	----	43,62	-19,12	-0,00
-0,00 -0,00					
ELU/33=1*1.00 + 15*1.50	de calcul(Structurale)	----	52,75	-7,76	0,00
-0,00 0,00					
ELU/34=1*1.00 + 16*1.50	de calcul(Structurale)	----	78,01	-10,07	0,00
-0,00 0,00					
ELU/35=1*1.00 + 17*1.50	de calcul(Structurale)	----	18,35	-16,81	0,00
-0,00 0,00					
ELU/36=1*1.00 + 18*1.50	de calcul(Structurale)	----	43,62	-19,12	0,00
0,00 -0,00					
ELS:CAR/1=1*1.00 + 2*1.00	de calcul ----	63,17	-3,84	-0,00	-0,00
ELS:CAR/2=1*1.00	de calcul ----	47,55	-2,41	-0,00	-0,00
ELS:CAR/3=1*1.00 + 3*1.00	de calcul ----	27,59	25,44	-0,00	-0,00
ELS:CAR/4=1*1.00 + 4*1.00	de calcul ----	31,60	24,15	-0,00	-0,00
ELS:CAR/5=1*1.00 + 5*1.00	de calcul ----	4,66	19,41	-0,00	-0,00
ELS:CAR/6=1*1.00 + 6*1.00	de calcul ----	8,67	18,12	-0,00	-0,00
ELS:CAR/7=1*1.00 + 7*1.00	de calcul ----	58,58	-13,86	-0,00	-0,00
ELS:CAR/8=1*1.00 + 8*1.00	de calcul ----	74,85	-14,72	-0,00	0,00
ELS:CAR/9=1*1.00 + 9*1.00	de calcul ----	35,65	-19,89	-0,00	-0,00
ELS:CAR/10=1*1.00 + 10*1.00	de calcul ----	51,92	-20,75	-0,00	0,00
ELS:CAR/11=1*1.00 + 11*1.00	de calcul ----	51,02	-5,98	-0,00	0,00
ELS:CAR/12=1*1.00 + 12*1.00	de calcul ----	67,86	-7,52	-0,00	0,00
ELS:CAR/13=1*1.00 + 13*1.00	de calcul ----	28,09	-12,01	-0,00	0,00
ELS:CAR/14=1*1.00 + 14*1.00	de calcul ----	44,93	-13,55	-0,00	-0,00
ELS:CAR/15=1*1.00 + 15*1.00	de calcul ----	51,02	-5,98	0,00	0,00
ELS:CAR/16=1*1.00 + 16*1.00	de calcul ----	67,86	-7,52	0,00	0,00
ELS:CAR/17=1*1.00 + 17*1.00	de calcul ----	28,09	-12,01	0,00	0,00
ELS:CAR/18=1*1.00 + 18*1.00	de calcul ----	44,93	-13,55	0,00	-0,00
ELS:FRE/19=1*1.00	de calcul ----	47,55	-2,41	-0,00	-0,00
ELS:FRE/20=1*1.00 + 3*0.20	de calcul ----	43,56	3,16	-0,00	-0,00
ELS:FRE/21=1*1.00 + 4*0.20	de calcul ----	44,36	2,90	-0,00	-0,00
ELS:FRE/22=1*1.00 + 5*0.20	de calcul ----	38,97	1,95	-0,00	-0,00
ELS:FRE/23=1*1.00 + 6*0.20	de calcul ----	39,78	1,70	-0,00	-0,00
ELS:FRE/24=1*1.00 + 7*0.20	de calcul ----	49,76	-4,70	-0,00	-0,00
ELS:FRE/25=1*1.00 + 8*0.20	de calcul ----	53,01	-4,87	-0,00	0,00
ELS:FRE/26=1*1.00 + 9*0.20	de calcul ----	45,17	-5,91	-0,00	-0,00
ELS:FRE/27=1*1.00 + 10*0.20	de calcul ----	48,43	-6,08	-0,00	0,00
ELS:FRE/28=1*1.00 + 11*0.20	de calcul ----	48,25	-3,12	-0,00	0,00
ELS:FRE/29=1*1.00 + 12*0.20	de calcul ----	51,61	-3,43	-0,00	0,00
ELS:FRE/30=1*1.00 + 13*0.20	de calcul ----	43,66	-4,33	-0,00	0,00
ELS:FRE/31=1*1.00 + 14*0.20	de calcul ----	47,03	-4,64	-0,00	-0,00
ELS:FRE/32=1*1.00 + 15*0.20	de calcul ----	48,25	-3,12	0,00	0,00
ELS:FRE/33=1*1.00 + 16*0.20	de calcul ----	51,61	-3,43	0,00	0,00
ELS:FRE/34=1*1.00 + 17*0.20	de calcul ----	43,66	-4,33	0,00	0,00
ELS:FRE/35=1*1.00 + 18*0.20	de calcul ----	47,03	-4,64	0,00	-0,00
ELS:QPR/36=1*1.00	de calcul ----	47,55	-2,41	-0,00	-0,00

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (kN/m2)
-----	--------	---------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ELU : ELU/1=1*1.35 + 2*1.50 N=87,62 Fx=-5,40 Fy=-0,00
2/	ELU : ELU/2=1*1.35 N=64,20 Fx=-3,25 Fy=-0,00
3/	ELU : ELU/3=1*1.00 + 2*1.50 N=70,97 Fx=-4,55 Fy=-0,00
4/	ELU : ELU/4=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00
5/	ELU : ELU/5=1*1.35 + 3*1.50 N=34,25 Fx=38,52 Fy=-0,00
6/	ELU : ELU/6=1*1.35 + 4*1.50 N=40,27 Fx=36,59 Fy=-0,00
7/	ELU : ELU/7=1*1.35 + 5*1.50 N=-0,14 Fx=29,48 Fy=-0,00
8/	ELU : ELU/8=1*1.35 + 6*1.50 N=5,88 Fx=27,54 Fy=-0,00
9/	ELU : ELU/9=1*1.35 + 7*1.50 N=80,74 Fx=-20,43 Fy=-0,00
10/	ELU : ELU/10=1*1.35 + 8*1.50 N=105,14 Fx=-21,72 Fy=-0,00
11/	ELU : ELU/11=1*1.35 + 9*1.50 N=46,35 Fx=-29,48 Fy=-0,00
12/	ELU : ELU/12=1*1.35 + 10*1.50 N=70,75 Fx=-30,76 Fy=-0,00
13/	ELU : ELU/13=1*1.35 + 11*1.50 N=69,39 Fx=-8,61 Fy=-0,00
14/	ELU : ELU/14=1*1.35 + 12*1.50 N=94,66 Fx=-10,92 Fy=-0,00
15/	ELU : ELU/15=1*1.35 + 13*1.50 N=35,00 Fx=-17,65 Fy=-0,00
16/	ELU : ELU/16=1*1.35 + 14*1.50 N=60,26 Fx=-19,96 Fy=-0,00
17/	ELU : ELU/17=1*1.35 + 15*1.50 N=69,39 Fx=-8,61 Fy=0,00

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

18/	ELU : ELU/18=1*1.35 + 16*1.50 N=94,66 Fx=-10,92 Fy=0,00
19/	ELU : ELU/19=1*1.35 + 17*1.50 N=35,00 Fx=-17,65 Fy=0,00
20/	ELU : ELU/20=1*1.35 + 18*1.50 N=60,26 Fx=-19,96 Fy=0,00
21/	ELU : ELU/21=1*1.00 + 3*1.50 N=17,61 Fx=39,37 Fy=-0,00
22/	ELU : ELU/22=1*1.00 + 4*1.50 N=23,63 Fx=37,43 Fy=-0,00
23/	ELU : ELU/23=1*1.00 + 5*1.50 N=-16,78 Fx=30,32 Fy=-0,00
24/	ELU : ELU/24=1*1.00 + 6*1.50 N=-10,77 Fx=28,39 Fy=-0,00
25/	ELU : ELU/25=1*1.00 + 7*1.50 N=64,10 Fx=-19,59 Fy=-0,00
26/	ELU : ELU/26=1*1.00 + 8*1.50 N=88,50 Fx=-20,87 Fy=-0,00
27/	ELU : ELU/27=1*1.00 + 9*1.50 N=29,70 Fx=-28,64 Fy=-0,00
28/	ELU : ELU/28=1*1.00 + 10*1.50 N=54,10 Fx=-29,92 Fy=-0,00
29/	ELU : ELU/29=1*1.00 + 11*1.50 N=52,75 Fx=-7,76 Fy=-0,00
30/	ELU : ELU/30=1*1.00 + 12*1.50 N=78,01 Fx=-10,07 Fy=-0,00
31/	ELU : ELU/31=1*1.00 + 13*1.50 N=18,35 Fx=-16,81 Fy=-0,00
32/	ELU : ELU/32=1*1.00 + 14*1.50 N=43,62 Fx=-19,12 Fy=-0,00
33/	ELU : ELU/33=1*1.00 + 15*1.50 N=52,75 Fx=-7,76 Fy=0,00
34/	ELU : ELU/34=1*1.00 + 16*1.50 N=78,01 Fx=-10,07 Fy=0,00
35/	ELU : ELU/35=1*1.00 + 17*1.50 N=18,35 Fx=-16,81 Fy=0,00
36/	ELU : ELU/36=1*1.00 + 18*1.50 N=43,62 Fx=-19,12 Fy=0,00
37/	ELS : ELS:CAR/1=1*1.00 + 2*1.00 N=63,17 Fx=-3,84 Fy=-0,00
38/	ELS : ELS:CAR/2=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00
39/	ELS : ELS:CAR/3=1*1.00 + 3*1.00 N=27,59 Fx=25,44 Fy=-0,00
40/	ELS : ELS:CAR/4=1*1.00 + 4*1.00 N=31,60 Fx=24,15 Fy=-0,00
41/	ELS : ELS:CAR/5=1*1.00 + 5*1.00 N=4,66 Fx=19,41 Fy=-0,00
42/	ELS : ELS:CAR/6=1*1.00 + 6*1.00 N=8,67 Fx=18,12 Fy=-0,00
43/	ELS : ELS:CAR/7=1*1.00 + 7*1.00 N=58,58 Fx=-13,86 Fy=-0,00
44/	ELS : ELS:CAR/8=1*1.00 + 8*1.00 N=74,85 Fx=-14,72 Fy=-0,00
45/	ELS : ELS:CAR/9=1*1.00 + 9*1.00 N=35,65 Fx=-19,89 Fy=-0,00
46/	ELS : ELS:CAR/10=1*1.00 + 10*1.00 N=51,92 Fx=-20,75 Fy=-0,00
47/	ELS : ELS:CAR/11=1*1.00 + 11*1.00 N=51,02 Fx=-5,98 Fy=-0,00
48/	ELS : ELS:CAR/12=1*1.00 + 12*1.00 N=67,86 Fx=-7,52 Fy=-0,00
49/	ELS : ELS:CAR/13=1*1.00 + 13*1.00 N=28,09 Fx=-12,01 Fy=-0,00
50/	ELS : ELS:CAR/14=1*1.00 + 14*1.00 N=44,93 Fx=-13,55 Fy=-0,00
51/	ELS : ELS:CAR/15=1*1.00 + 15*1.00 N=51,02 Fx=-5,98 Fy=0,00
52/	ELS : ELS:CAR/16=1*1.00 + 16*1.00 N=67,86 Fx=-7,52 Fy=0,00
53/	ELS : ELS:CAR/17=1*1.00 + 17*1.00 N=28,09 Fx=-12,01 Fy=0,00
54/	ELS : ELS:CAR/18=1*1.00 + 18*1.00 N=44,93 Fx=-13,55 Fy=0,00
55/	ELS : ELS:FRE/19=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00
56/	ELS : ELS:FRE/20=1*1.00 + 3*0.20 N=43,56 Fx=3,16 Fy=-0,00
57/	ELS : ELS:FRE/21=1*1.00 + 4*0.20 N=44,36 Fx=2,90 Fy=-0,00
58/	ELS : ELS:FRE/22=1*1.00 + 5*0.20 N=38,97 Fx=1,95 Fy=-0,00
59/	ELS : ELS:FRE/23=1*1.00 + 6*0.20 N=39,78 Fx=1,70 Fy=-0,00
60/	ELS : ELS:FRE/24=1*1.00 + 7*0.20 N=49,76 Fx=-4,70 Fy=-0,00
61/	ELS : ELS:FRE/25=1*1.00 + 8*0.20 N=53,01 Fx=-4,87 Fy=-0,00
62/	ELS : ELS:FRE/26=1*1.00 + 9*0.20 N=45,17 Fx=-5,91 Fy=-0,00
63/	ELS : ELS:FRE/27=1*1.00 + 10*0.20 N=48,43 Fx=-6,08 Fy=-0,00
64/	ELS : ELS:FRE/28=1*1.00 + 11*0.20 N=48,25 Fx=-3,12 Fy=-0,00
65/	ELS : ELS:FRE/29=1*1.00 + 12*0.20 N=51,61 Fx=-3,43 Fy=-0,00
66/	ELS : ELS:FRE/30=1*1.00 + 13*0.20 N=43,66 Fx=-4,33 Fy=-0,00
67/	ELS : ELS:FRE/31=1*1.00 + 14*0.20 N=47,03 Fx=-4,64 Fy=-0,00
68/	ELS : ELS:FRE/32=1*1.00 + 15*0.20 N=48,25 Fx=-3,12 Fy=0,00
69/	ELS : ELS:FRE/33=1*1.00 + 16*0.20 N=51,61 Fx=-3,43 Fy=0,00
70/	ELS : ELS:FRE/34=1*1.00 + 17*0.20 N=43,66 Fx=-4,33 Fy=0,00
71/	ELS : ELS:FRE/35=1*1.00 + 18*0.20 N=47,03 Fx=-4,64 Fy=0,00
72/	ELS : ELS:QPR/36=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00
73/*	ELU : ELU/1=1*1.35 + 2*1.50 N=87,62 Fx=-5,40 Fy=-0,00
74/*	ELU : ELU/2=1*1.35 N=64,20 Fx=-3,25 Fy=-0,00
75/*	ELU : ELU/3=1*1.00 + 2*1.50 N=70,97 Fx=-4,55 Fy=-0,00
76/*	ELU : ELU/4=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00
77/*	ELU : ELU/5=1*1.35 + 3*1.50 N=34,25 Fx=38,52 Fy=-0,00
78/*	ELU : ELU/6=1*1.35 + 4*1.50 N=40,27 Fx=36,59 Fy=-0,00
79/*	ELU : ELU/7=1*1.35 + 5*1.50 N=-0,14 Fx=29,48 Fy=-0,00
80/*	ELU : ELU/8=1*1.35 + 6*1.50 N=5,88 Fx=27,54 Fy=-0,00
81/*	ELU : ELU/9=1*1.35 + 7*1.50 N=80,74 Fx=-20,43 Fy=-0,00
82/*	ELU : ELU/10=1*1.35 + 8*1.50 N=105,14 Fx=-21,72 Fy=-0,00
83/*	ELU : ELU/11=1*1.35 + 9*1.50 N=46,35 Fx=-29,48 Fy=-0,00
84/*	ELU : ELU/12=1*1.35 + 10*1.50 N=70,75 Fx=-30,76 Fy=-0,00
85/*	ELU : ELU/13=1*1.35 + 11*1.50 N=69,39 Fx=-8,61 Fy=-0,00
86/*	ELU : ELU/14=1*1.35 + 12*1.50 N=94,66 Fx=-10,92 Fy=-0,00
87/*	ELU : ELU/15=1*1.35 + 13*1.50 N=35,00 Fx=-17,65 Fy=-0,00

Etude technique d'une structure métallique : Cas du Bâtiment Garage Lavage du pôle agroalimentaire du Grand Nokoué à Abomey Calavi

88/*	ELU : ELU/16=1*1.35 + 14*1.50 N=60,26 Fx=-19,96 Fy=-0,00
89/*	ELU : ELU/17=1*1.35 + 15*1.50 N=69,39 Fx=-8,61 Fy=0,00
90/*	ELU : ELU/18=1*1.35 + 16*1.50 N=94,66 Fx=-10,92 Fy=0,00
91/*	ELU : ELU/19=1*1.35 + 17*1.50 N=35,00 Fx=-17,65 Fy=0,00
92/*	ELU : ELU/20=1*1.35 + 18*1.50 N=60,26 Fx=-19,96 Fy=0,00
93/*	ELU : ELU/21=1*1.00 + 3*1.50 N=17,61 Fx=39,37 Fy=-0,00
94/*	ELU : ELU/22=1*1.00 + 4*1.50 N=23,63 Fx=37,43 Fy=-0,00
95/*	ELU : ELU/23=1*1.00 + 5*1.50 N=-16,78 Fx=30,32 Fy=-0,00
96/*	ELU : ELU/24=1*1.00 + 6*1.50 N=-10,77 Fx=28,39 Fy=-0,00
97/*	ELU : ELU/25=1*1.00 + 7*1.50 N=64,10 Fx=-19,59 Fy=-0,00
98/*	ELU : ELU/26=1*1.00 + 8*1.50 N=88,50 Fx=-20,87 Fy=-0,00
99/*	ELU : ELU/27=1*1.00 + 9*1.50 N=29,70 Fx=-28,64 Fy=-0,00
100/*	ELU : ELU/28=1*1.00 + 10*1.50 N=54,10 Fx=-29,92 Fy=-0,00
101/*	ELU : ELU/29=1*1.00 + 11*1.50 N=52,75 Fx=-7,76 Fy=-0,00
102/*	ELU : ELU/30=1*1.00 + 12*1.50 N=78,01 Fx=-10,07 Fy=-0,00
103/*	ELU : ELU/31=1*1.00 + 13*1.50 N=18,35 Fx=-16,81 Fy=-0,00
104/*	ELU : ELU/32=1*1.00 + 14*1.50 N=43,62 Fx=-19,12 Fy=-0,00
105/*	ELU : ELU/33=1*1.00 + 15*1.50 N=52,75 Fx=-7,76 Fy=0,00
106/*	ELU : ELU/34=1*1.00 + 16*1.50 N=78,01 Fx=-10,07 Fy=0,00
107/*	ELU : ELU/35=1*1.00 + 17*1.50 N=18,35 Fx=-16,81 Fy=0,00
108/*	ELU : ELU/36=1*1.00 + 18*1.50 N=43,62 Fx=-19,12 Fy=0,00
109/*	ELS : ELS:CAR/1=1*1.00 + 2*1.00 N=63,17 Fx=-3,84 Fy=-0,00
110/*	ELS : ELS:CAR/2=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00
111/*	ELS : ELS:CAR/3=1*1.00 + 3*1.00 N=27,59 Fx=25,44 Fy=-0,00
112/*	ELS : ELS:CAR/4=1*1.00 + 4*1.00 N=31,60 Fx=24,15 Fy=-0,00
113/*	ELS : ELS:CAR/5=1*1.00 + 5*1.00 N=4,66 Fx=19,41 Fy=-0,00
114/*	ELS : ELS:CAR/6=1*1.00 + 6*1.00 N=8,67 Fx=18,12 Fy=-0,00
115/*	ELS : ELS:CAR/7=1*1.00 + 7*1.00 N=58,58 Fx=-13,86 Fy=-0,00
116/*	ELS : ELS:CAR/8=1*1.00 + 8*1.00 N=74,85 Fx=-14,72 Fy=-0,00
117/*	ELS : ELS:CAR/9=1*1.00 + 9*1.00 N=35,65 Fx=-19,89 Fy=-0,00
118/*	ELS : ELS:CAR/10=1*1.00 + 10*1.00 N=51,92 Fx=-20,75 Fy=-0,00
119/*	ELS : ELS:CAR/11=1*1.00 + 11*1.00 N=51,02 Fx=-5,98 Fy=-0,00
120/*	ELS : ELS:CAR/12=1*1.00 + 12*1.00 N=67,86 Fx=-7,52 Fy=-0,00
121/*	ELS : ELS:CAR/13=1*1.00 + 13*1.00 N=28,09 Fx=-12,01 Fy=-0,00
122/*	ELS : ELS:CAR/14=1*1.00 + 14*1.00 N=44,93 Fx=-13,55 Fy=-0,00
123/*	ELS : ELS:CAR/15=1*1.00 + 15*1.00 N=51,02 Fx=-5,98 Fy=0,00
124/*	ELS : ELS:CAR/16=1*1.00 + 16*1.00 N=67,86 Fx=-7,52 Fy=0,00
125/*	ELS : ELS:CAR/17=1*1.00 + 17*1.00 N=28,09 Fx=-12,01 Fy=0,00
126/*	ELS : ELS:CAR/18=1*1.00 + 18*1.00 N=44,93 Fx=-13,55 Fy=0,00
127/*	ELS : ELS:FRE/19=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00
128/*	ELS : ELS:FRE/20=1*1.00 + 3*0.20 N=43,56 Fx=3,16 Fy=-0,00
129/*	ELS : ELS:FRE/21=1*1.00 + 4*0.20 N=44,36 Fx=2,90 Fy=-0,00
130/*	ELS : ELS:FRE/22=1*1.00 + 5*0.20 N=38,97 Fx=1,95 Fy=-0,00
131/*	ELS : ELS:FRE/23=1*1.00 + 6*0.20 N=39,78 Fx=1,70 Fy=-0,00
132/*	ELS : ELS:FRE/24=1*1.00 + 7*0.20 N=49,76 Fx=-4,70 Fy=-0,00
133/*	ELS : ELS:FRE/25=1*1.00 + 8*0.20 N=53,01 Fx=-4,87 Fy=-0,00
134/*	ELS : ELS:FRE/26=1*1.00 + 9*0.20 N=45,17 Fx=-5,91 Fy=-0,00
135/*	ELS : ELS:FRE/27=1*1.00 + 10*0.20 N=48,43 Fx=-6,08 Fy=-0,00
136/*	ELS : ELS:FRE/28=1*1.00 + 11*0.20 N=48,25 Fx=-3,12 Fy=-0,00
137/*	ELS : ELS:FRE/29=1*1.00 + 12*0.20 N=51,61 Fx=-3,43 Fy=-0,00
138/*	ELS : ELS:FRE/30=1*1.00 + 13*0.20 N=43,66 Fx=-4,33 Fy=-0,00
139/*	ELS : ELS:FRE/31=1*1.00 + 14*0.20 N=47,03 Fx=-4,64 Fy=-0,00
140/*	ELS : ELS:FRE/32=1*1.00 + 15*0.20 N=48,25 Fx=-3,12 Fy=0,00
141/*	ELS : ELS:FRE/33=1*1.00 + 16*0.20 N=51,61 Fx=-3,43 Fy=0,00
142/*	ELS : ELS:FRE/34=1*1.00 + 17*0.20 N=43,66 Fx=-4,33 Fy=0,00
143/*	ELS : ELS:FRE/35=1*1.00 + 18*0.20 N=47,03 Fx=-4,64 Fy=0,00
144/*	ELS : ELS:QPR/36=1*1.00 N=47,55 Fx=-2,41 Fy=-0,00

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

- Coefficient de réduction de la cohésion: 0,00
- Fondation préfabriquée lisse 6.5.3(10)
- Glissement avec la prise en compte de la poussée du sol: pour les directions X et Y

- Approche de calcul: 2
A1 + M1 + R2
 $\gamma_{\phi'} = 1,00$
 $\gamma_{c'} = 1,00$
 $\gamma_{cu} = 1,00$
 $\gamma_{qu} = 1,00$
 $\gamma_{\gamma} = 1,00$
 $\gamma_{R,v} = 1,40$
 $\gamma_{R,h} = 1,10$

1.2.2 Sol:

Niveau du sol:	N_1	= 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle:	N_a	= 0,00 (m)
Niveau du fond de fouille:	N_f	= -1,20 (m)

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: -1.00 (deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Fx=36,59 Fy=-0,00 (kN)	Type de sol sous la fondation: uniforme	
	Combinaison dimensionnante	ELU : $ELU/6=1*1.35 + 4*1.50 N=40,27$
	Coefficients de chargement:	1.35 * poids de la fondation 1.35 * poids du sol
	Résultats de calculs: au niveau du sol	
	Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:	Gr = 145,85
	Charge dimensionnante:	
	Nr = 186,12 (kN)	Mx = -2,07 (kN*m) My = 46,22 (kN*m)

contraintes

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: Semi-empirique - limite de

Excentrement de l'action de la charge:
 $|e_B| = 0,01$ (m) $|e_L| = 0,25$ (m)
Dimensions équivalentes de la fondation:
 $B' = B - 2|e_B| = 1,78$ (m)
 $L' = L - 2|e_L| = 1,90$ (m)

$q_u = 0.25$ (MPa)

$p_{le}^* = 0,28$ (MPa)
 $D_e = D_{min} - d = 0,05$ (m)

$k_p = 0,81$

$i_\delta = 1,00$

$q'_0 = 0,02 \text{ (MPa)}$

$q_{net} = k_p * (p_{le}) * i_\delta + q'_0 = 0,25 \text{ (MPa)}$

$q_{ult} = q_{net} / \gamma_{R,d,v} = 0,12 \text{ (MPa)}$

$\gamma_{R,d,v} = 2,00$

$q_{lim} = q_{ult} / \gamma_{R,v} = 0,09 \text{ (MPa)}$

$\gamma_{R,v} = 1,40$

Contrainte dans le sol: $q_{ref} = 0,07 \text{ (MPa)}$

Coefficient de sécurité: $q_{lim} / q_{ref} = 1,241 > 1$

Soulèvement

Soulèvement ELU

Fx=39,37 Fy=-0,00

Combinaison dimensionnante **ELU : $ELU/21=1*1,00 + 3*1,50 N=17,61$**

Coefficients de chargement: **1,00** * poids de la fondation

1,00 * poids du sol

Surface de contact: $s = 0,16$

$s_{lim} = 0,17$

Glissement

Fx=39,37 Fy=-0,00

Combinaison dimensionnante **ELU : $ELU/21=1*1,00 + 3*1,50 N=17,61$**

Coefficients de chargement: **1,00** * poids de la fondation

1,00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 108,04$

(kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 125,65 \text{ (kN)}$ $M_x = -0,92 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 47,12 \text{ (kN*m)}$

Dimensions équivalentes de la fondation: $A_ = 2,40 \text{ (m)}$ $B_ = 1,80 \text{ (m)}$

Surface du glissement: $4,32 \text{ (m}^2\text{)}$

Coefficient de frottement fondation - sol: $\tan(\delta_d) = 0,25$

Cohésion: $c_u = 0,02 \text{ (MPa)}$

Poussée du sol prise en compte:

$H_x = 39,37 \text{ (kN)}$ $H_y = -0,00 \text{ (kN)}$

$P_{px} = -21,66 \text{ (kN)}$ $P_{py} = 25,08 \text{ (kN)}$

$P_{ax} = 2,15 \text{ (kN)}$ $P_{ay} = -3,29 \text{ (kN)}$

Valeur de la force de glissement $H_d = 25,43 \text{ (kN)}$

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:

- su niveau du sol: $R_d = 25,71 \text{ (kN)}$

Stabilité au glissement: $1,011 > 1$

Tassement moyen

Type de sol sous la fondation: uniforme

Fx=-14,72 Fy=-0,00

Combinaison dimensionnante **ELS : $ELS:CAR/8=1*1,00 + 8*1,00 N=74,85$**

Coefficients de chargement: **1,00** * poids de la fondation

1,00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 108,04$

(kN)

Contrainte moyenne due à la charge dimensionnante: $q = 0,04$ (MPa)
Epaisseur du sol soumis au tassement actif: $z = 1,35$ (m)
Contrainte au niveau:
- additionnelles: $\sigma_{zd} = 0,01$ (MPa)
- due au poids du sol: $\sigma_{zy} = 0,05$ (MPa)
Tassement:
- primaire $s' = 0,5$ (cm)
- secondaire $s'' = 0,0$ (cm)
- TOTAL $S = 0,5$ (cm) < $S_{adm} = 5,0$ (cm)
Coefficient de sécurité: $10.67 > 1$

Différence des tassements

Fx=24,15 Fy=-0,00
Combinaison dimensionnante **ELS : ELS:CAR/4=1*1.00 + 4*1.00 N=31,60**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Différence des tassements: $S = 0,8$ (cm) < $S_{adm} = 5,0$ (cm)
Coefficient de sécurité: $6.119 > 1$

Renversement

Fx=30,32 Fy=-0,00
Autour de l'axe OX
Combinaison dimensionnante **ELU : ELU/23=1*1.00 + 5*1.50 N=-16,78**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 108,04$

(kN)

Charge dimensionnante:
 $N_r = 91,25$ (kN) $M_x = 0,80$ (kN*m) $M_y = 33,27$ (kN*m)
Moment stabilisateur: $M_{stab} = 97,05$ (kN*m)
Moment de renversement: $M_{renv} = 15,95$ (kN*m)
Stabilité au renversement: $6.086 > 1$

Fx=30,32 Fy=-0,00
Autour de l'axe OY
Combinaison défavorable: **ELU : ELU/23=1*1.00 + 5*1.50 N=-16,78**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 108,04$

(kN)

Charge dimensionnante:
 $N_r = 91,25$ (kN) $M_x = 0,80$ (kN*m) $M_y = 33,27$ (kN*m)
Moment stabilisateur: $M_{stab} = 130,02$ (kN*m)
Moment de renversement: $M_{renv} = 53,33$ (kN*m)
Stabilité au renversement: $2.438 > 1$

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

Aciers inférieurs:

En X:	16	HA 500 8	$l = 2,28 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot -0,75 + 15 \cdot 0,10$
En Y:	21	HA 500 8	$l = 1,68 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot -1,10 + 20 \cdot 0,11$

Aciers supérieurs:

En X:	16	HA 500 8	$l = 2,28 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot -0,75 + 15 \cdot 0,10$
En Y:	21	HA 500 8	$l = 1,68 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot -1,10 + 20 \cdot 0,11$

Fût

Armature longitudinale

En X:	2	HA 500 12	$l = 2,94 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot -0,06 + 1 \cdot 0,31$
En Y:	2	HA 500 12	$l = 2,99 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot -0,11 + 1 \cdot 0,31$

Armature transversale

6	HA 500 8	$l = 1,68 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot 0,26 + 3 \cdot 0,20 + 2 \cdot 0,09$
---	----------	------------------------	--

Attentes

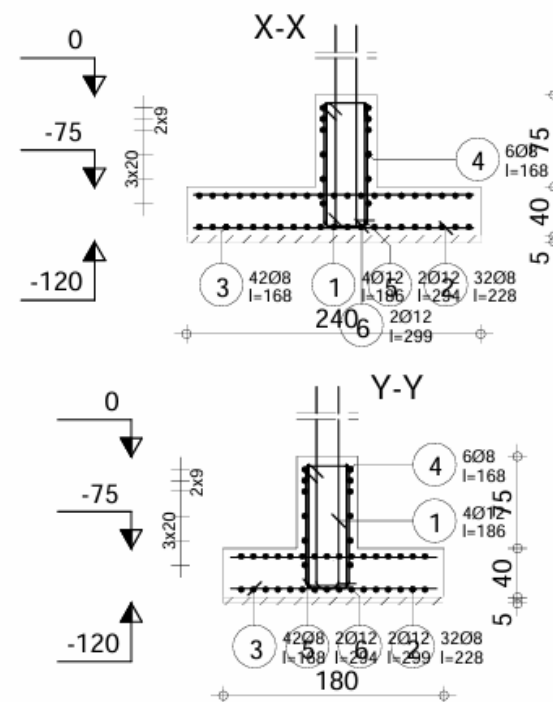
Armature longitudinale

4	HA 500 12	$l = 1,86 \text{ (m)}$	$e = 1 \cdot 0,02 + 1 \cdot 0,17$
---	-----------	------------------------	-----------------------------------

2 Quantitatif:

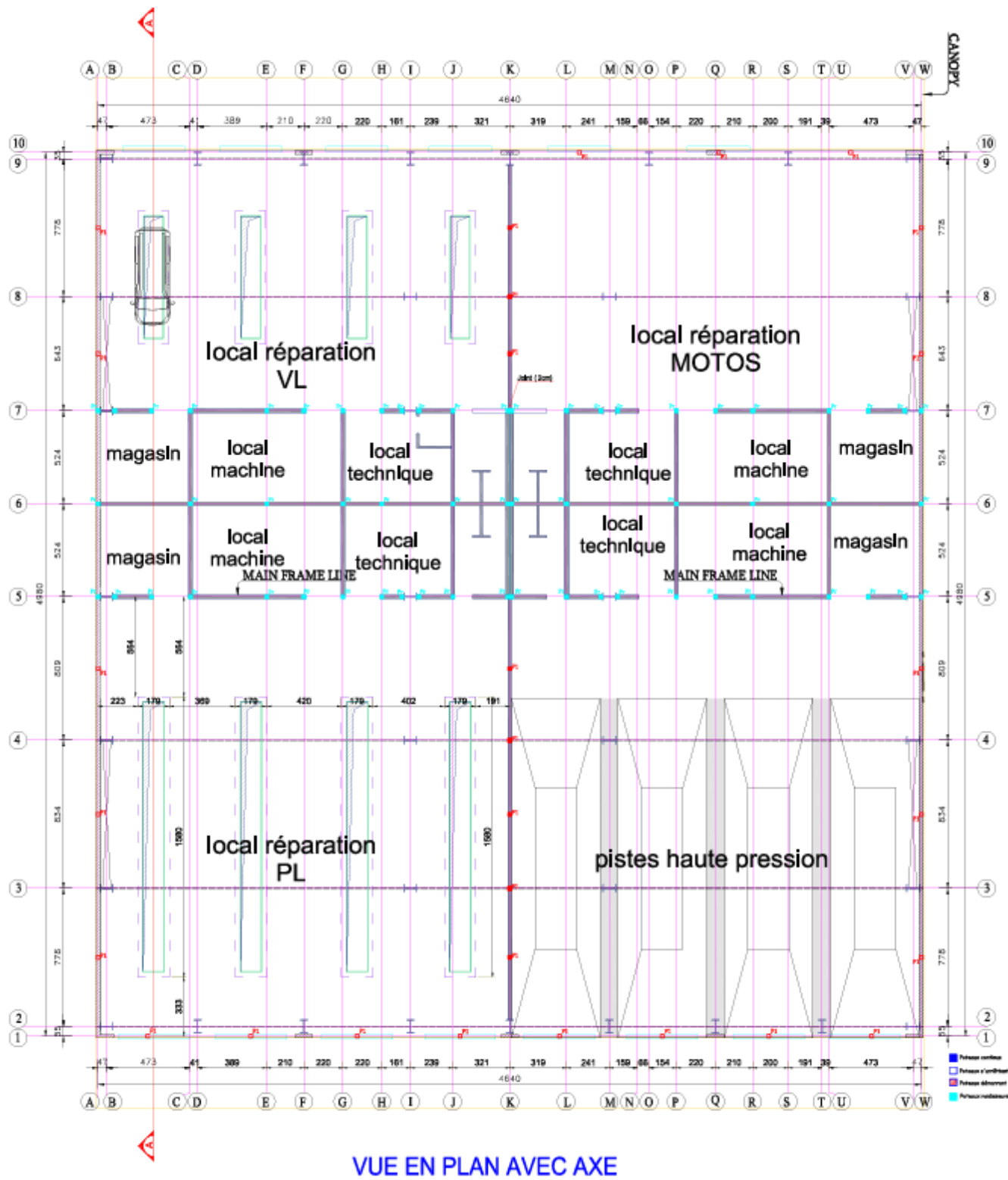
- Volume de Béton = 1,92 (m3)
- Surface de Coffrage = 4,86 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 77,75 (kG)
 - Densité = 40,59 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 8,4 (mm)
 - Liste par diamètres:

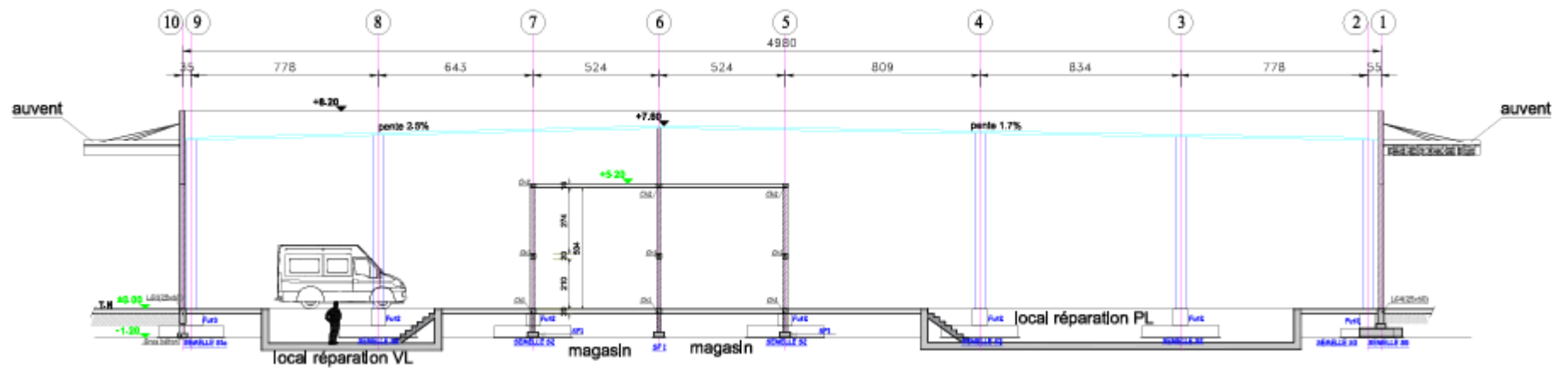
Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	153,57	60,62
12	19,30	17,14



		Tel.		Fax				Acier HA 500 = 63.2 kg	
		Fissuration peu préjudiciable				Béton : C20/25 = 1.92 m3		Acier HA 500 = 14.5 kg	
	Niveau ±0,00	Semelle29	Nombre 1	Surface du coffrage = 4.86 m2		Enrobage c1 = 6 cm, c2 = 6 cm			
	Structure_3D.rtd-SAUV			Densité = 40.47 kg/ m3		Echelle pour la vue 1/50		Page 1/1	
						Echelle pour la section 1/50			

Annexe 18 : Présentation graphique de la structure





COUPE LONGITUDINALE

