

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



- جامعة سعد دحلب - البلدية 1

Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

THÈME

ÉTUDE D'UN BATIMENT METALLIQUE A USAGE MULTIPLE
R+10+2 SOUS-SOLS CONTREVENTÉ PAR NOYAU CENTRAL

Etudié et réaliser par

Merah Mehdi & Merizak Aymen

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. Zahef.A	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juin 2025

Dédicace

*Louange à **Dieu le Tout-Puissant**, qui m'a accordé la force, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.*

Je dédie ce modeste mémoire :

*À mes chers parents,
pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur soutien indéfectible, sans lesquels je n'aurais jamais pu accomplir ce parcours.*

*À mes deux sœurs,
pour leur tendresse, leur présence réconfortante et leurs encouragements sincères.*

*À mes trois adorables nièces et mon petit neveu,
sources de joie et de bonheur, dont l'innocence et les sourires illuminent ma vie.*

*À mon binôme,
pour son sérieux, son engagement et son travail exemplaire, particulièrement durant les moments difficiles de mon hospitalisation. Sa précieuse contribution a permis d'assurer l'avancement du projet avec constance et rigueur.*

*À mes chers amis Abdo, Souhil, Fifi, Rihab, Nesrine et toute la "clïc",
avec qui j'ai partagé des moments de révisions intenses, de stress, mais aussi de rires et de complicité, et qui ont rendu ces années d'études inoubliables.*

Que ce travail soit le témoignage de toute ma gratitude et de l'affection que je vous porte.

Dédicace

À mes chers parents,

Pour votre amour infini, vos sacrifices silencieux, vos prières et votre soutien inconditionnel. Sans vous, rien de tout cela n'aurait été possible.

À mes deux frères et à ma sœur,

Merci pour votre affection, votre soutien constant et votre présence apaisante dans les moments les plus difficiles.

À mon binôme Mehdi,

Pour ta rigueur, ta patience, ton engagement et ta bonne humeur tout au long de ce travail. Ce mémoire est le fruit de notre complicité et de nos efforts communs.

À mes amis de toujours,

Mouhisto, Lotfi, Abdou, Souheil, Fifi, Mustapha, Nesnes,

Merci pour votre amitié sincère, votre soutien moral, vos encouragements et tous les instants de joie et de détente qui m'ont permis d'aller de l'avant.

À tous ceux qui ont croisé mon chemin et qui ont, d'une manière ou d'une autre, contribué à cette aventure, je vous dédie également une part de ce travail.

Alhamdulillah pour tout.

Que Dieu vous protège et vous récompense chacun pour ce que vous avez été pour moi

REMERCEMENTS

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'ils ont fait pour que nous terminions nos études. Spécialement nos chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr ZAHAF AHMED enseignant à l'USDB pour avoir accepté de nous encadrer et de nous avoir guidé pendant toute la durée du travail.

Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Un grand remerciement aussi à l'ensemble des enseignants et travailleurs du département de génie civil de l'université de Saad Dalab « BLIDA ».

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

RESUME

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons été amenés à réaliser l'étude du siège de l'EGSA/Alger situé à Bab-Ezzouar (Alger). Le bâtiment étudié est une tour de grande hauteur en charpente métallique, composée de dix étages (R+10) ainsi que de deux niveaux de sous-sols.

La stabilité et la résistance globale de l'ouvrage face aux efforts horizontaux (principalement sismiques) sont assurées par un noyau central en béton armé, qui constitue le système principal de contreventement.

La conception et le dimensionnement de l'ensemble des éléments porteurs ont été réalisés conformément aux règlements de construction en vigueur, notamment le **RPA 2024** (Règles Parasismiques Algériennes), qui classe la zone d'implantation du projet (Alger) comme zone à **forte sismicité**. Ce classement impose des exigences particulières en matière de conception parasismique afin de garantir la sécurité et la performance de la structure en cas de séisme majeur.

Afin d'assurer une modélisation précise du comportement global de la structure sous les différentes sollicitations, l'ensemble du projet a été modélisé et analysé à l'aide du logiciel **ETABS**, outil de référence dans le domaine du calcul des structures de bâtiments.

ملخص

في إطار مشروعنا في السنة النهائية، طُلب منا إجراء دراسة لمقر شركة EGSA/الجزائر العاصمة الكائن في باب الزوار (الجزائر العاصمة). المبنى قيد الدراسة عبارة عن برج شاهق ذي هيكل فولاذي، يتكون من عشرة طوابق (R+10) وطابقين سفليين.

ثبات الهيكل ومقاومته للقوى الأفقية (الزلزالية بشكل رئيسي). يحققها قلب مركزي من الخرسانة المسلحة، والذي يُشكل نظام التدعيم الرئيسي، ثبات الهيكل ومقاومته للقوى الأفقية (الزلزالية بشكل رئيسي).

تم تصميم وتحديد أبعاد جميع العناصر الحاملة للأحمال وفقاً للوائح البناء الحالية، وخاصةً RPA 2024 (القواعد الزلزالية الجزائرية)، التي تُصنف منطقة المشروع (الجزائر العاصمة) كمناطق عالية الزلازل. يفرض هذا التصنيف متطلبات محددة للتصميم الزلزالي لضمان سلامة الهيكل وأدائه في حالة وقوع زلزال كبير. من أجل ضمان النمذجة الدقيقة للسلوك العام للهيكل تحت الضغوط المختلفة، تم نمذجة المشروع بأكمله وتحليله باستخدام برنامج ETABS، وهو أداة مرجعية في مجال حساب هيكل المبنى.

ABSTRACT

As part of our final year project, we conducted a structural study of the EGSA/Alger headquarters, located in Bab Ezzouar (Algiers). The studied building is a high-rise steel-framed tower, consisting of ten above-ground floors (R+10) and two basement levels.

The overall stability and resistance of the structure against horizontal loads, mainly seismic actions, are ensured by a central reinforced concrete core, which serves as the primary lateral load-resisting system.

The design and sizing of all load-bearing elements were carried out in accordance with the applicable construction regulations, particularly the 2024 Algerian Seismic Code (RPA 2024). This code classifies the project's location, Algiers, as a high seismic risk zone, imposing specific seismic design requirements to ensure both safety and structural performance in the event of a major earthquake.

To ensure an accurate simulation of the global structural behavior under various load conditions, the entire project was modeled and analyzed using ETABS, a widely used and recognized software tool in the field of building structural analysis and design.

LISTE DES FIGURES

- Figure 1. 1 : Vue de la façade principale du bâtiment
- Figure 1. 2 : Vue en plan niveau RDC
- Figure 1.3 : coupe du plancher collaborant.
- Figure 1.4: Conception d'un plancher collaborant.
- Figure 1.5: Bac d'acier type Hi Bond 55.
- Figure 1.6 : Goujon soudée
- Figure 1.7 : escalier en charpente métallique
- Figure 1.8: représentation des différents types de garde-corps
- Figure 2.1 : les éléments principaux et secondaire du plancher
- Figure 2.2 : Schéma des solives
- Figure 3.1 : Action du vent
- Figure 3.2 Légende pour les parois verticales
- Figure 3.3 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales
- Figure 3.4 : Légende pour les toitures plates
- Figure 3.5 : Valeur de C_{pe} pour a toiture plate
- Figure 3.6 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V1
- Figure 3.7 : Légende pour les parois verticales
- Figure 3.8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales
- Figure 3.8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales
- Figure 3.9 : Légende pour les toitures plates
- Figure 3.10 : Valeur de C_{pe} pour a toiture plate
- Figure 3.11 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V2
- Figure4.1 : Spectre de réponse
- Figure 4.2 : vue 3D du modèle
- Figure 4.3 : vue en plan du modèle
- Figure 4.4 : Mode 1 translation X-X
- Figure 4.5 : Mode 2 translation Y-Y
- Figure 4.6 : Mode 3 torsion autour de Z
- Figure 5.1 : La rigidité du poteau concerné
- Figure 6.1 : Schéma d'assemblage poutre- solive
- Figure 6.2 : schéma d'assemblage noyau central-poutre

Figure 6.3: Disposition des tiges

Figure 6.4 : Soudure poutre sur la platine

Figure 7.1 : enveloppe du diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants

Figure 7.2 : schéma de ferrailage de voile

Figure 8.1 : Schéma des Semelles filantes.

Figure 8.2 : Radier général nervuré.

Figure 8.3 : Schéma de la nervure

Figure 8.4 : model transfère vers Safe

Figure 8.5 : tassement a l'ELS $U_{zmax} = 9,72 \text{ mm}$

Figure 8.6 : contrainte au niveau du sol.

Figure 8.7 : moment dans les nervures.

Figure 8.8 : moment nervure de la file 3.

Figure 8.9 : moment nervure de la file C.

Figure 8.10 : Schéma de ferrailage du radier.

Figure 8.11 : Schéma de ferrailage de la nervure (travée)

Figure 8.12 : Schéma de ferrailage de la nervure (appui)

Figure 9.1 : les escaliers métalliques.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés
Tableau 1.2 : Caractéristiques mécaniques
Tableau 2.1 : Charges permanentes du plancher étage courant.
Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.
Tableau 2.3 : Charges permanentes du plancher RDC.
Tableau 2.4 : Charges permanentes du plancher des deux sous-sols.
Tableau 2.5 : Caractéristiques du profilé IPE 180.
Tableau 2.6 : résultats du calcul de la résistance au cisaillement
Tableau 2.8 : Caractéristiques du profilé HEA 450
Tableau 2.7 : l'influence du sens du bac d'acier sur la solive.
Tableau 2.9 : La loi de dégression des surcharges DTR BC 2.24
Tableau 2.10 : La charge d'exploitation et la charge permanente pour chaque étage.
Tableau 2.11: sections des profile choisis.
Tableau 2.12 : les profiles choisis avec vérification au flambement.
Tableau 3.1 : Les données relatives de site selon le règlement RNV 2013
Tableau 3.2 : Valeurs des pressions dynamiques
Tableau3.3 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire
Tableau 3.4 : Cpe pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire
Tableau 3.5 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le RDC (V1)
Tableau 3.6 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1 ^{er} étage (V1)
Tableau 3.7 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.8 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 3 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.9 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 4 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.10 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 5 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.11 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 6 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.12 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 7 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.13 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 8 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.14 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 9 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.15 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 10 ^{ème} étage (V1)
Tableau 3.16 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V1)
Tableau 3.17 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

Tableau 3.18 : Cpe pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire	
Tableau 3.19 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le RDC (V2)	
Tableau 3.20 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1 ^{er} étage (V2)	
Tableau 3.21 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.22 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 3 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.23 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 4 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.24 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 5 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.25 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 6 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.26 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 7 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.27 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 8 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.28 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 9 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.29 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 10 ^{ème} étage (V2)	
Tableau 3.30 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V2)	
Tableau 3.31 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1)	
Tableau 4.1 : valeur de pondération P_q	
Tableau 4.2 : valeur du coefficient C_T	
Tableau 4.3 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant a la base V	
Tableau 4.4 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q	
Tableau 4.5 : participation massique du modèle	
Tableau 4.6 : calcul de l'effort tranchant à la base	
Tableau 4.7: vérification au sens X-X	
Tableau 4.8: vérification au sens Y-Y	
Tableau 4.9 : déplacement inter étage	
Tableau 4.10 : Vérification de l'effet P- Δ (effet de second ordre)	
Tableau 5.1 : Caractéristiques géométrique et mécanique du HEA550	
Tableau 5.2 : Résultats de la vérification des poteaux	
Tableau 6.1 : Carecteresitques geometrique	
Tableau 7.1 : résultats de la vérification analytique de l'effet de noyau.	
Tableau 7.2 : efforts et moment max.	
Tableau 7.3 : efforts et moment amplifiée	
Tableau 7.4 : calcul du ferrailage de chaque étage pour le voile 1	
Tableau 7.5 : calcul du ferrailage de chaque étage pour le voile 2	
Tableau 7.6 : calcul du ferrailage de chaque étage des voiles 2 et 3	

Tableau 8.1 : Sections des semelles filantes YY.

Tableau 8.2 : Sections des semelles filantes XX.

Tableau 8.3 : Contrainte sous le radier à l'ELU

Tableau 8.4 : Contrainte sous le radier à l'ELU

Tableau 8.5 : Calcul des moments à l'ELU

Tableau 8.6 : Calcul des moments à l'ELS

Tableau 8.7 : Ferrailage des panneaux du radier.

Tableau 8.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 8.9 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction)

Tableau 8.10 : Vérification des contraintes à l'ELS (Correction)

Tableau 8.11 : Ferrailage des nervures sens porteur

Tableau 8.12 : Ferrailage des nervures sens non porteur.

Tableau 8.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 8.14 : les valeurs des moments en travée et en appuis.

Tableau 8.15 : ferrailage du voile périphérique.

Tableau 8.16 : les valeurs des moments en travée et en appuis.

Tableau 8.17: Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 9.1 : charge permanentes.

LISTE DES SYMBOLES

A Section brute d'une pièce.
 A_{net} Section nette d'une pièce.
 A_w Section de l'âme.
 A_s Aire de la section résistante à la traction du boulon.
 E Module d'élasticité longitudinale.
 F Force concentrée.
 F_p Force de calcul précontraint.
 F_s Résistance d'un boulon au glissement.
 F_{trd} Résistance d'un boulon en traction.
 F_{brd} Résistance à la pression diamétrale.
 G Charge permanente.
 W_{el} Module de résistance élastique
 W_{pl} Module de résistance plastique
 I Moment d'inertie.
 K_c Coefficient de rigidité des poteaux.
 K_{ij} Coefficient de rigidité des poutres.
 K_y Coefficient de flambement-flexion.
 L Longueur.
 L_f Longueur de flambement.
 $E.L.U$ État limite ultime.
 $E.L.S$ État limite service.
 T Période.
 S_t Espacement.
 λ Elancement réduit.
 λ_{LT} Elancement de déversement
 β_{MLT} Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
 μ Coefficient de frottement
 χ Coefficient de réduction de flambement
 χ_{LT} Coefficient de réduction de déversement
 M_{sd} Moment fléchissant.
 M_{rd} Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{pl} Moment plastique.
 M_{cr} Moment critique.
 N_{sd} Effort normal.
 N_{tsd} Effort normal de traction.
 N_{csd} Effort normal de compression.
 N_{pl} Effort normal plastique.
 N_u Effort ultime.
 N_j Force d'adhérence avec le béton.
 Q Charge d'exploitation.
 I_t Moment d'inertie de torsion
 I_y Moment d'inertie de flexion maximale
 I_y Moment d'inertie de flexion minimale
 W_{pl} Module de résistance plastique.

W_{el} Module de résistance élastique.
 M_{el} Moment élastique
 M_{pl} Moment plastique
 b Largeur de l'âme.
 b_{eff} Largeur efficace.
 d Entraxe.
 d_0 Diamètre de perçage des trous de boulon.
 f Flèche d'une poutre.
 f_{adm} Flèche admissible
 f_y Limite d'élasticité d'un acier.
 f_{yb} Limite d'élasticité d'un boulon.
 f_u Limite de rupture d'une pièce.
 f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.
 f_{ck} Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.
 f_j Résistance de contact de la liaison.
 h Hauteur.
 i Rayon de giration.
 K Facteur de longueur.
 K_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
 K_j Facteur de concentration.
 n Nombre de boulon.
 m Nombre de plans de cisaillement.
 r_c Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.
 t_w Épaisseur de l'âme.
 t_f Épaisseur des semelles.
 t_{wc} Épaisseur de l'âme d'un poteau.
 t_{fc} Épaisseur des semelles d'un poteau.
 t_p Épaisseur de platine.
 χ Coefficient de réduction de flambement.
 β_w Facteur de corrélation.
 β_M Facteur de moment uniforme.
 β_j Coefficient relatif à la liaison.
 γ_c Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
 γ_M Coefficient de sécurité.
 γ_{Mb} Coefficient de sécurité des boulons.
 γ_{ms} Coefficient partiel de sécurité.
 α Facteur d'imperfection.
 τ_s Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 η Facteur de distribution.
 ψ Rapport de contrainte.

TABLE DES MATIERES

1. Chapitre 01 : Généralité	
1.1. Introduction :	1
1.2. Présentation de l'ouvrage :	1
1.2.1. Caractéristique de l'ouvrage :	1
1.2.2. Caractéristiques géométriques	2
1.2.3. Ossature :	3
1.2.4. Les Planchers :	3
1.2.5. Escaliers	5
1.2.6. Les garde-corps métalliques :	6
1.2.7. Maçonnerie :	6
1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
1.3.1. Acier :	7
1.3.2. Béton :	7
2. Chapitre 02 : Pré dimensionnement :	
2.1. Introduction :	9
2.2. Evaluation des charges et surcharges :	9
2.2.1. Plancher courant :	9
2.2.2. Plancher terrasse inaccessible :	9
2.2.3. Plancher RDC :	10
2.3. Calcul de la solive :	10
2.3.1. Pré dimensionnement de la solive :	10
2.4. Calcul des connecteurs :	15
2.4.1. Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4 :	15
2.4.2. Résistance au cisaillement :	15
2.4.3. Influence du sens du bac d'acier :	16
2.4.4. Effort tranchant repris par les goujons :	16
2.5. Calcul de la poutre principale :	17
2.5.1. Pré dimensionnement de la poutre principale :	17
2.6. Calcul des poteaux :	22
2.6.1. La descente de charges :	22
2.6.1. Calcul de la sollicitation :	23

2.6.2.	Vérification au flambement simple :	24
3.	Chapitre 03 : Etude Climatique :	
3.1.	Charges climatiques :	26
3.1.1.	L'effet de la neige :	26
3.1.2.	Effet du vent :	26
3.1.3.	Direction du vent V2	34
4.	Chapitre 04 : Etude dynamique et sismique	
4.1.	INTRODUCTION :	41
4.2.	Étude sismique :	41
4.3.	Choix de la méthode de calcul :	41
4.4.	Résultats de l'analyse sismique :	45
4.4.1.	Modèle :	45
5.	Chapitre 05 : Exploitation et vérification des résultats	
5.1.	INTRODUCTION :	50
5.2.	Vérification des poteaux :	50
5.2.1.	Vérification de flambement :	50
5.2.2.	Vérification de ROBOT	51
5.2.3.	Vérification vis-à-vis du déversement :	81
6.	CHAPITRE 6 : Etude des assemblages	
6.1.	Introduction :	82
6.2.	Assemblage poutre – solive	82
6.3.	Assemblage Noyau central-poutre	84
7.	Chapitre 07 : Calcul des voiles :	
7.1.	La structure a noyau central :	88
7.2.	Vérification analytique de l'effet noyau :	88
7.3.	Prédimensionnement des voiles :	89
7.4.	Classification des voiles :	90
7.5.	Evaluation de la hauteur critique (h_{cr}) :	90
7.6.	Ferraillage des voiles :	90
7.6.1.	Voile 1:Les efforts et moment max :	90
7.6.1.1.	Calcul du ferraillage :	91
7.6.1.2.	Les éléments de rive :	92
7.6.1.3.	L'élément âme :	93
7.6.2.	Voile 2 :	94
7.6.2.1.	Calcul du ferraillage :	94
7.6.3.	Voile 3 et 4 :	94

8. Chapitre 08 : Etude des fondations :	
8.1 Introduction :	95
8.1.1. Les fondations superficielles :	95
8.1.2. Les fondations profondes :	95
8.2. Calcul des fondations	95
8.2.1. Semelles filantes :	96
8.3. Radier général :	98
8.3.1. Pré dimensionnement du radier :	98
8.3.2. Caractéristiques géométriques du radier	100
8.3.3. Vérification nécessaire :	102
8.3.4. Ferrailage du radier :	104
8.3.5. Ferrailage de la dalle du radier :	104
8.3.5.1. Calcul du ferrailage :	105
8.3.6. Ferrailage des nervures :	106
8.4. Voile périphérique :	109
8.4.1 Pré dimensionnement :	109
8.4.2 Evaluation des charges :	109
8.4.3 Ferrailage de la dalle :	110
8.4.4 Vérification :	110
9. Chapitre 09 : Prédimensionnement des éléments secondaire	109
9.1. Les escaliers :	109
9.1.1. Prédimensionnement des escaliers :	109
9.1.2. Choix des dimensions :	109
9.1.3. Caractéristique géométrique :	109
9.1.4.1.2. Combinaison de charges :	110
9.1.4.1.3. Vérification :	111
9.1.4.2. Dimensionnement des limons de volée	111
9.1.4.2.1. Evaluation des charges :	111
9.1.4.2.2. Vérification :	112
9.1.5. Escalier d'étage :	112
9.2. L'acrotère :	113
9.2.1. Evaluation de charge :	113
9.2.2. Ferrailage de l'acrotère :	114
Conclusion générale	116
ANNEXES	117
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	168

CHAPITRE 01

GENERALITES

1. Chapitre 01 : Généralité

1.1. Introduction :

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

- La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations, ainsi que le calcul des éléments secondaires (les escaliers, acrotère...).
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

1.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un siège de l'EGSA Etablissement de Gestion des Services Aéroportuaire de Bab ezzouar en charpente métallique implanté à la wilaya d'ALGER qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone VI**) selon les (**RPA 2024**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande importance, car il peut accueillir plus de 300 personnes « **groupe IB** »

1.2.1. Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme rectangulaire, il se compose de RDC+10 étages +2 sous-sols avec des décrochements selon les deux directions et en élévation.

- Sous-sols 1 et 2 pour le parking
- RDC aménagé pour la réception et la cuisine principales
- 1er pour le restaurant
- 2eme pour le DRH 1er niveau
- 3eme pour le DRH 2eme niveau
- 4eme pour le directeur commercial
- 5eme pour la direction technique 1er niveau

- 6eme pour la direction technique 2eme niveau
- 7eme pour la direction technique 3eme niveau
- 8eme pour le DFC
- 9eme pour la direction générale
- 10eme bureau et studio VIP

1.2.2. Caractéristiques géométriques

❖ Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment40.73m
- Hauteur RDC et 1er étage4.08 m
- Hauteur 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10eme étage3.74 m
- Hauteur sous-sol 1 et 2 2.72 m



Figure 1. 1: Vue de la façade principale du bâtiment

❖ Dimension en plan

- Longueur totale (sens longitudinal) : RDC et 1^{er} étage L = 35.2 m et à partir de 2eme étage : L = 23.2m
- Largeur totale (sens transversal): RDC et 1^{er} étage B = 33.6 m et à partir de 2eme étage : B = 21.6 m

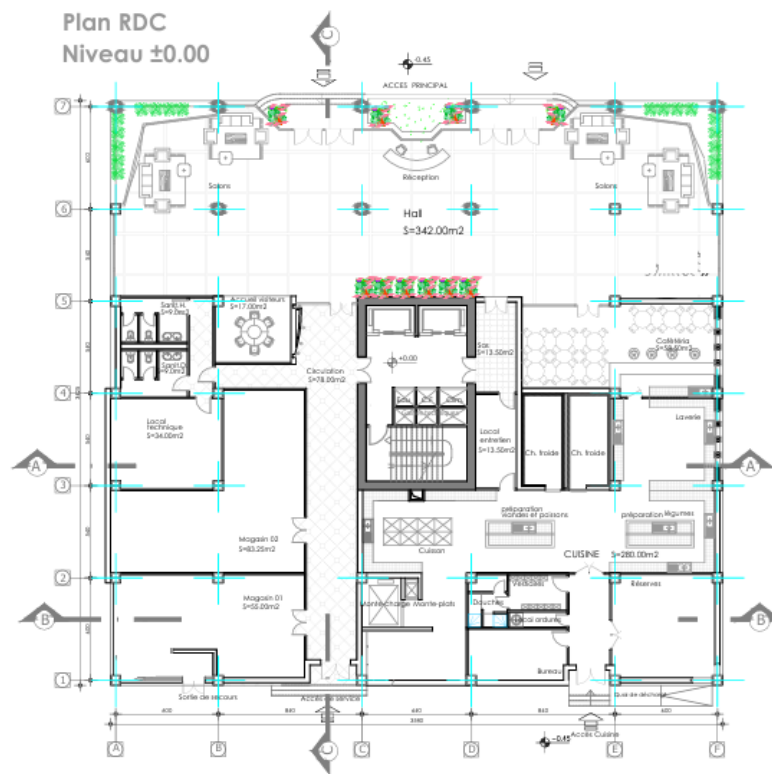


Figure 1. 2: Vue en plan niveau RDC

1.2.3. Ossature :

Selon le **RPA 2024** La réalisation d'un noyau central dans un bâtiment de 40 mètres (notre cas) est une option tout à fait envisageable et souvent recommandée

1.2.4. Les Planchers :

Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, ht doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton hc , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm. Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, ht doit être d'au moins 90mm et hc ne doit pas être inférieure à 50 mm

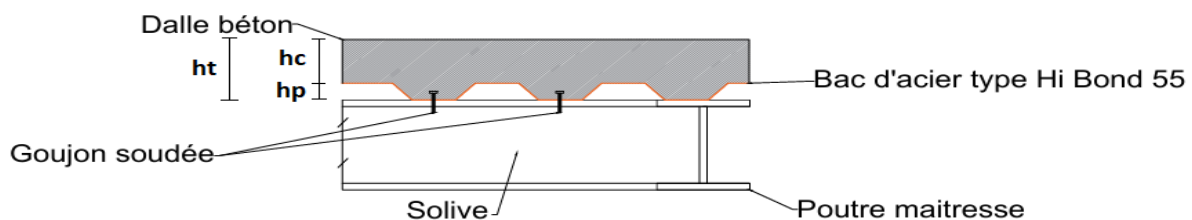


Figure 1.3 : coupe du plancher collaborant.

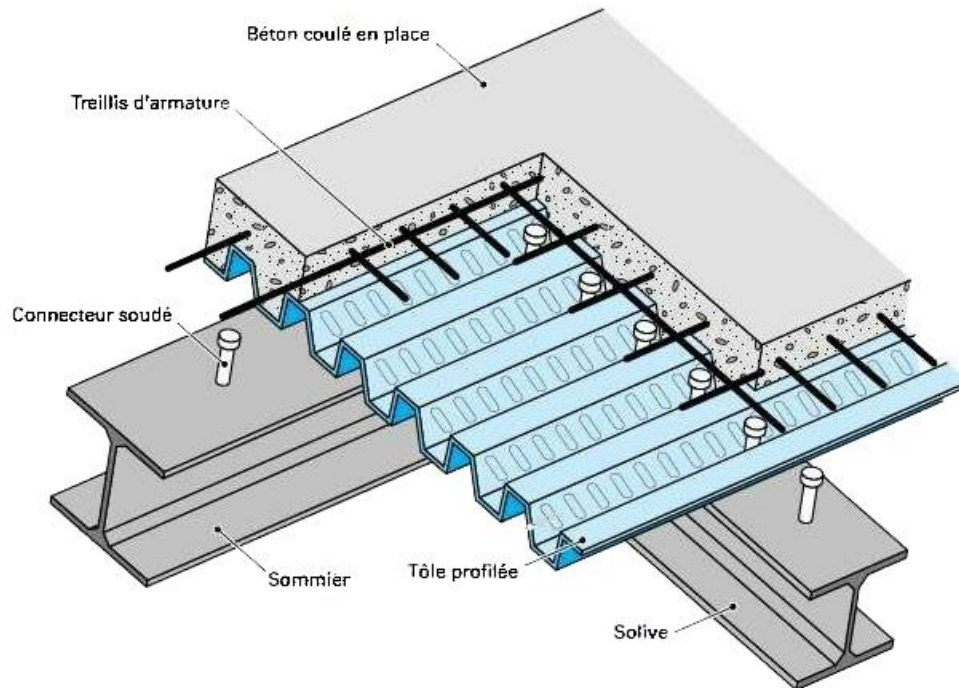


Figure 1.4: Conception d'un plancher collaborant.

❖ Bac d'acier

Les bacs aciers sont de type Hi Bond 55, Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

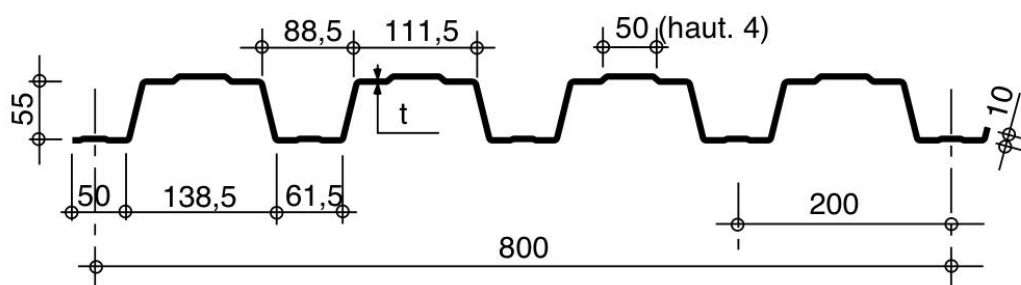


Figure 1.5 : Bac d'acier type Hi Bond 55.

- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton.

La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

❖ Les connecteurs

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h = 95 \text{ mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

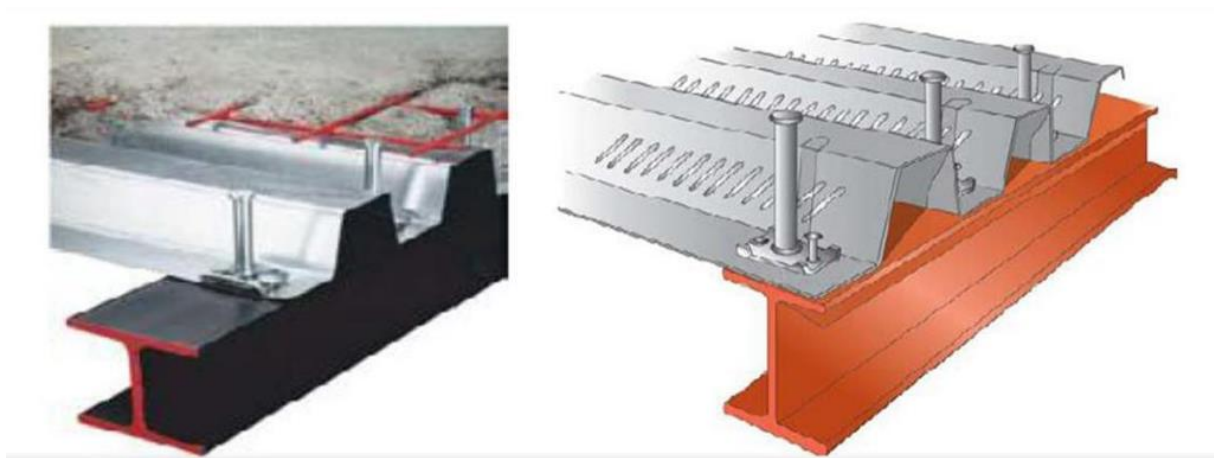


Figure 1.6 : Goujon soudée

1.2.5. Escaliers

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.

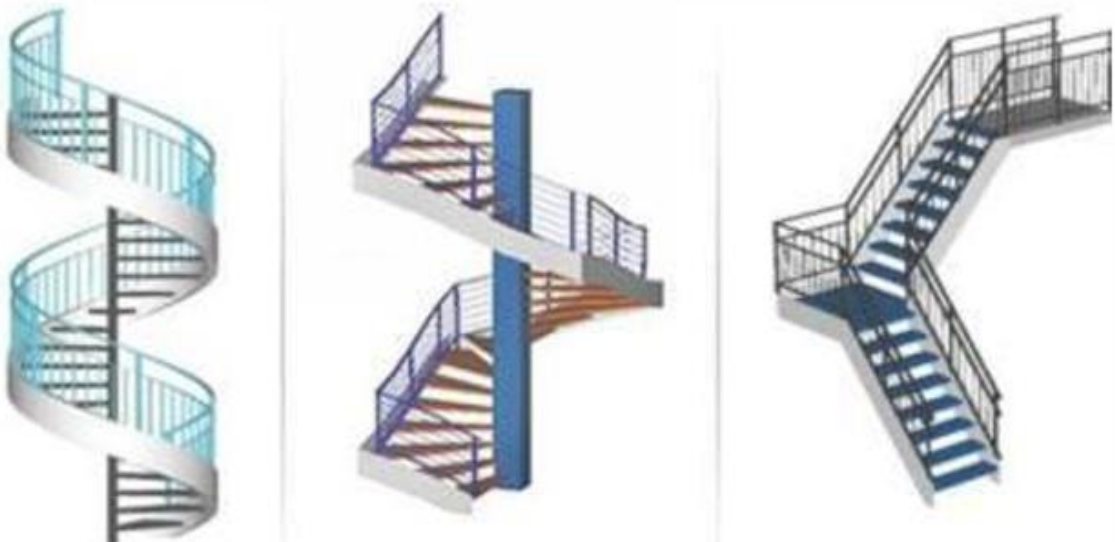


Figure 1.7 : escalier en charpente métallique

1.2.6. Les garde-corps métalliques :

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'un garde-corps :

- La main courante.
- Les montants, qui peuvent être constitués :
 - D'un plat épais soudé sur platine. - -
 - De deux plats moisés.
 - De tubes ronds ou carrés.
- L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'une tôle d'acier perforée ou pleine ou de métal déployé.
- Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carrés ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox

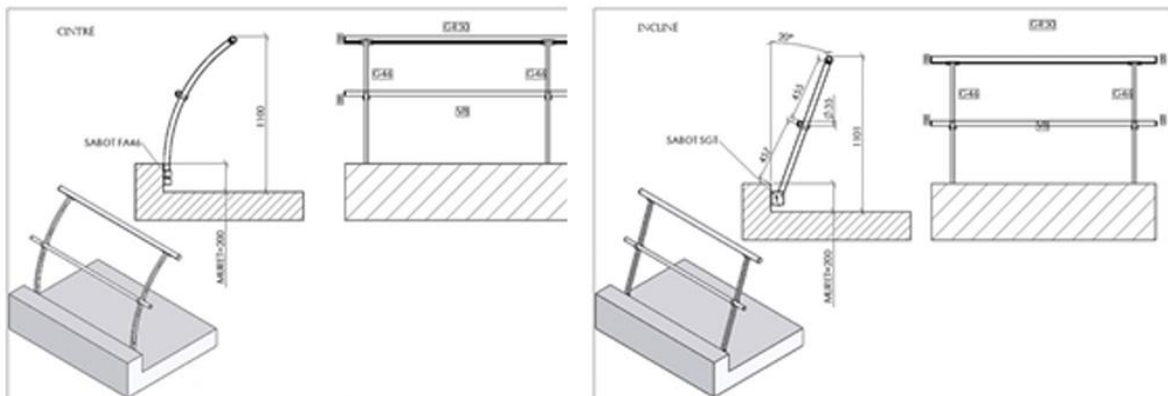


Figure 1.8: représentation des différents types de garde-corps

1.2.7. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse et en Placoplatre BA13

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 25 cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.
- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et de BA 13 pour la séparation entre les bureaux et les espaces des différentes utilisations.

1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (**EUROCODE 3**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 2024**).

1.3.1. Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau 1.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

❖ Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Tableau 1.2 : Caractéristiques mécaniques

	Nuance	F_y [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

1.3.2. Béton :

❖ Caractéristiques du béton

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c28} = 25\text{ MPa}$**
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation: **$f_{ct28} = 0,3 \times f_{c28}^{0,6}$**
- La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : **$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$**

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ et à la traction **$f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$**

❖ Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée. •

• Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

• Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$.

• Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré)

CHAPITRE 02

PRE DIMENSIONNEMENT

2. Chapitre 02 : Pré dimensionnement :

2.1. Introduction :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ...ect). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planches aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR B.C.2.24, EC3, EC4.**

2.2. Evaluation des charges et surcharges :

2.2.1. Plancher courant :

Tableau 2.1 : Charges permanentes du plancher étage courant.

Type	(KN/m ³) ρ	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Granite	25	0,015	0,37
Mortier de pose	19	0,02	0,38
Dalle en B.A	25	0,15	3,75
Bac d'acier (Tôle Hi-bond55)	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,3
Faux plafond	9	0,012	0,1
Cloisonnement	/	0,1	0,8
			$\Sigma G = 5,66$

2.2.2. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Type	(KN/m ³) ρ	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Protection de gravillon	/	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	21	0,05	1,05
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Faux plafond	9	0,012	0,1
Dalle en B. A	25	0,15	3,75
Bac d'acier (Tôle HI-bond 55)	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,3
			$\Sigma G = 6,39$

2.2.3. Plancher RDC :

Tableau 2.3 : Charges permanentes du plancher RDC.

Type	(KN/m ³) ρ	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Granite	25	0,012	0,3
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Dalle en B.A (35cm)	25	0,35	8,75
			$\Sigma G = 9,45$

2.2.4. Sous-sol 1 et 2 :

Tableau 2.4 : Charges permanentes du plancher des deux sous-sols.

Type	(KN/m ³) ρ	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Dalle en B.A (35cm)	25	0,35	8,75
			$\Sigma G = 8,75$

Les charges d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible	1 KN/m ²
Plancher courant	2,5 KN/m ²
Escalier	2,5 KN/m ²
Plancher RDC et sous-sol	2,5 KN/m ²

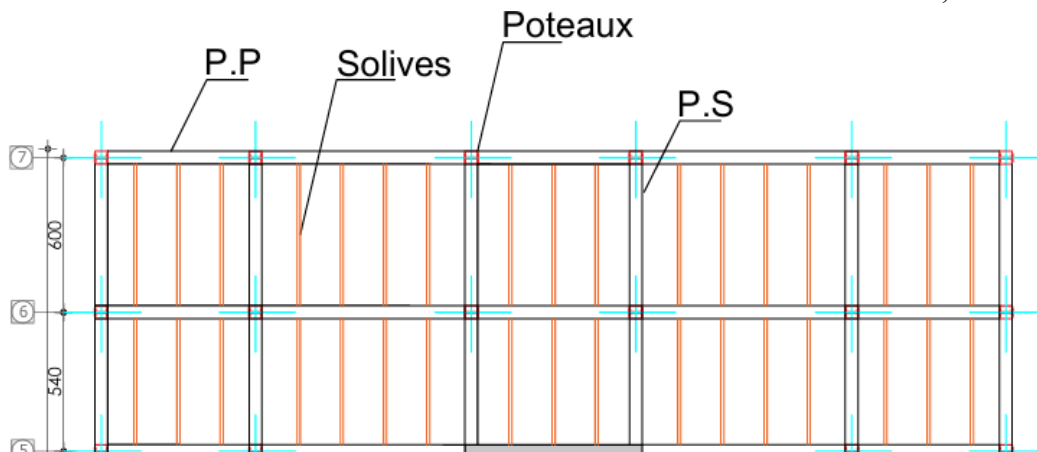


Figure 2.1 : les éléments principaux et secondaire du plancher

2.3. Calcul de la solive :2.3.1. Pré dimensionnement de la solive :

- Plancher étage courant :

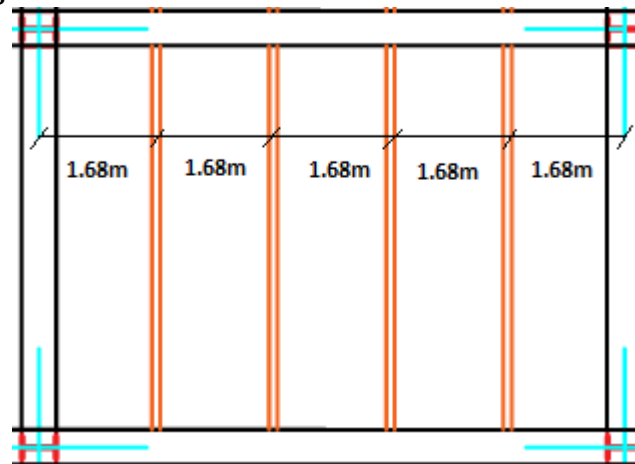


Figure 2.2 : Schéma des solives

La solive la plus sollicitée une portée de 6m et un espacement de 1,68m.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

Avec : h : hauteur du profile et L : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi-travée

Donc : $L = 3m$

$$\frac{3000}{25} \leq h \leq \frac{3000}{15} = 120mm \leq h \leq 200mm$$

Commençant par un IPE 140 allant jusqu'à un IPE 180

On opte pour un **IPE180**

Tableau 2.5 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
G (kg/ml)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ⁴)	W _{el-y} (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
18,8	23,9	180	91	8	5,3	1317	100,9	166,4	143,5	7,42	2,05

• **Phase de construction :**

Poids propre du profilégp= 0,188 KN/ml

Poids propre du béton frais 15 cm $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du bac d'acier $G_{bac} = 0,13 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

a) Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35gp + (1,35 G_b + 1,35 G_{bac} + 1,5 Q_c) \times 1,68$$

$$q_u = 1,35 \times 0,188 + (1,35 \times 3,75 + 1,35 \times 0,13 + 1,5 \times 0,75) \times 1,68$$

$$q_u = 10,94 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = gp + (G_b + G_{bac} + Q_c) \times 1,68$$

$$q_s = 0,188 + (3,75 + 0,13 + 0,75) \times 1,68$$

$$q_s = 7,97 \text{ KN/ml}$$

b) Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \cdot 10^3 \times 275 \cdot 10^{-6}}{1,1} = 41,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,94 \times 3^2}{8} = 12,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 12,3 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 41,6 \text{ KN.m} \quad \text{C'est vérifié}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1125,4 \times 275 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 162,43 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 1125,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{10,94 \times 3}{2} = 16,41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 16,41 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 108,63 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 16,41 \text{ KN} \leq 0,5V_{plrd} = 81,21 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

d) Vérification au déversement :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 180 de classe 1 ($K = 1$; $C_1 = 1,132$; $K_w = 1$; $B_w = 1$)

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_z}{\sqrt{C_1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right] \right]^{0,25}}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1 \times 3000 / 20,5}{\sqrt{1,132 \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{1 \times 3000 / 20,5}{180 / 8} \right] \right]^{0,25}}}$$

$$\lambda_{LT} = 103,53$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{B_w}$$

$$\text{Avec } \lambda_1 = 93,91 \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,2$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (1,2 - 0,2) + 1,2^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,325$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,325 + \sqrt{1,325^2 - 1,2^2}} = 0,53$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times B_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = 0,53 \times 1 \times 166,4 \cdot 10^3 \times \frac{275}{1} = 24,25 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 12,31 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 24,25 \text{ KN.m}$$

C'est vérifier

e) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f^{adm}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 7,97 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1317 \cdot 10^4} = 3,04 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 3,04 < f^{adm} = 12 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Phase finale :**

Poids propre du profilégp = 0,188 KN/ml

Poids plancher courantG_{plancher} = 5,66 KN/m²

Charge d'exploitationQ_{administration} = 2,5 KN/m²

a) **Combinaison des charges :**

ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (g_p + (G_{\text{plancher}} \times e)) + 1,5 \times (Q \times e)$$

$$q_u = 1,35 (0,188 + (5,66 \times 1,68)) + 1,5 (2,5 \times 1,68)$$

$$q_u = 19,4 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_p + (G_{\text{plancher}} \times e) + (Q \times e)$$

$$q_s = 0,188 + (5,66 \times 1,68) + (2,5 \times 1,68)$$

$$q_s = 13,9 \text{ KN/ml}$$

b) **Largeur participante de la dalle :**

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,68 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$B_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

c) **Position de l'axe neutre plastique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p = 55 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm} \\ h_a = 180 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 1500 \times 95 \times 25 \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 2030,62 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times A_a \times f_y$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 2395 \times 275 \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 625,69 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle en béton

d) **Vérification a la flexion :**

$M_{sd} \leq M_{plrd}$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a \times h_a}{R_b \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 625,69 \times \left(\frac{180}{2} + 95 + 55 - \frac{625,69 \times 180}{2030,62 \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 132,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{19,4 \times 6^2}{8} = 87,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 87,3 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 132,81 \text{ KN.m}$$

e) Vérification de l'effort tranchant :

 $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 162,43 \text{ KN}$$

$$A_v = 1125,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{19,4 \times 6}{2} = 58,2 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 58,2 \text{ KN} < V_{plrd} = 162,4 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

f) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, la solive est maintenue latéralement par le béton ayant durcie empêchant ce phénomène de se produire.

g) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f^{adm}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} q_{ser} = 13,9 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ L = 6 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot \frac{10^5 \text{ N}}{\text{mm}^2} \end{cases}$$

h) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Z_{el} = \frac{z_a \times A_a \times z_b \times \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 180 + 55 + \frac{95}{2} = 282,5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c \times e_{\text{béton}} = 95 \times 1500 = 142,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$n = 15$$

$$Z_{el} = 243,74 \text{ mm}$$

i) Moment d'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{h_c^4 \times b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_c \times b_{eff}}{n} \times \left[\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right]^2$$

$$I_c = 1317 \cdot 10^4 \times \frac{55^4 \times 1500}{12 \times 15} + 2395 \left(\frac{180}{2} - 243,74 \right)^2 + \frac{95 \times 1500}{15} \times \left[\left(180 + \frac{95 + 2 \times 55}{2} \right) - 243,74 \right]^2$$

$$I_c = 146,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur maximale de la flèche est :

$$f^{max} = \frac{5 \times 13,9 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 146,4 \cdot 10^6} = 7,62 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24 \text{ mm}$$

• **Conclusion :**

On opte pour des solives en IPE 180 pour l'ensemble des planchers.

2.4. Calcul des connecteurs :

2.4.1. Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4 :

- Le diamètre du fut du goujon avec la condition : $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$.
- La hauteur hors tout du goujon : $h \geq 4d$
- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fut du goujon.

- Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.
- La hauteur minimale inférieure à $0,15d$.

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit :

- D'un diamètre d'au moins $1,5d$
- D'une hauteur d'au moins $0,4d$

On opte pour des connecteurs comme tel :

$$\begin{cases} h = 95 \text{ mm} & \text{hauteur du connecteur} \\ d = 19 \text{ mm} & \text{diamètre du fut} \end{cases}$$

2.4.2. Résistance au cisaillement :

Tableau 2.6 : résultats du calcul de la résistance au cisaillement

Formules	Applications numériques	Résultats
$P_{rd}^{(1)} = 0,8 \times f_u \times \frac{(\frac{\pi d^2}{4})}{4 \times \gamma_v}$	$P_{rd}^{(1)} = 0,8 \times 450 \times \frac{\pi d^2}{4 \times 1,25}$	81,65 KN
$P_{rd}^{(2)} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$	$P_{rd}^{(2)} = 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25}$	73,13 KN
$P_{rd} = \min(P_{rd}^{(1)}; P_{rd}^{(2)})$	$P_{rd} = \min(81,65; 73,13)$	73,13 KN

Avec :

$P_{rd}^{(1)}$: Formule concernant la ruine du goujon

$P_{rd}^{(2)}$: Formule concernant le béton enrobant le goujon

d : le diamètre du fut du goujon

f_{ck} : la résistance caractéristique du béton en compression

E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton

γ_v : le facteur partiel de sécurité, pris égale a 1,25 dans les 2 formules (en conformité avec l'indice de fiabilité adopté dans les Eurocodes structuraux).

$$\alpha : \text{un facteur correctif} \begin{cases} \text{si : } \frac{h}{d} > 4 \rightarrow \alpha = 1 \\ \text{si : } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \rightarrow \alpha = 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) \end{cases}$$

2.4.3. Influence du sens du bac d'acier :

Lorsque les nervures de la tôle profilée de la dalle sont perpendiculaires à la solive les résistances données par les formules $P_{rd}^{(1)}$ et $P_{rd}^{(2)}$ doivent être multipliées par un coefficient k_t de réduction éventuelle.

$$k_t = \frac{0,7 \times b_0}{\sqrt{n_r} \times h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1\right)$$

La formule n'est applicable que si :

$(h_p = 55\text{mm} \leq 85\text{mm})$ et $(b_0 = 88,5\text{mm} \geq h_p = 55\text{mm}) \dots \dots \dots \text{cest vérifié}$

Tableau 2.7 : l'influence du sens du bac d'acier sur la solive

Formules	Applications numériques	résultats
$k_t = \frac{0,7 \times b_0}{\sqrt{n_r} \times h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1\right)$	$k_t = \frac{0,7 \times 88,5}{\sqrt{1} \times 55} \times \left(\frac{95}{55} - 1\right)$	0,82
$P_{rd} \times k_t$	$73,13 \times 0,85$	59,9 KN

2.4.4. Effort tranchant repris par les goujons :

La méthode est basée sur le calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_{lf} exercé sur chaque longueur critique dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul V_{lf} auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point du moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

- $V_{lf} = \min(Ra_{(solive)}, Rb_{(solives)})$
- $V_{lf} = \min(2030,62; 625,69)$
- $V_{lf} = 625,69 \text{ KN}$

$$N_{connecteur} = \frac{V_{lf}}{P_{rd} \times k_t} = \frac{625,69}{59,9} = 10,44$$

Soit $N = 11$ goujons sur la demi longueur de la solive, c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

$$e_{\min} = 5 \times d = 95$$

$$e_{\max} = 6 \times h = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{6000}{22 - 1} = 285,71 \text{ mm}$$

Donc on prend 22 connecteurs, avec un espacement de 285,71mm.

2.5. Calcul de la poutre principale :

2.5.1. Pré dimensionnement de la poutre principale :

- **Plancher étage courant :**

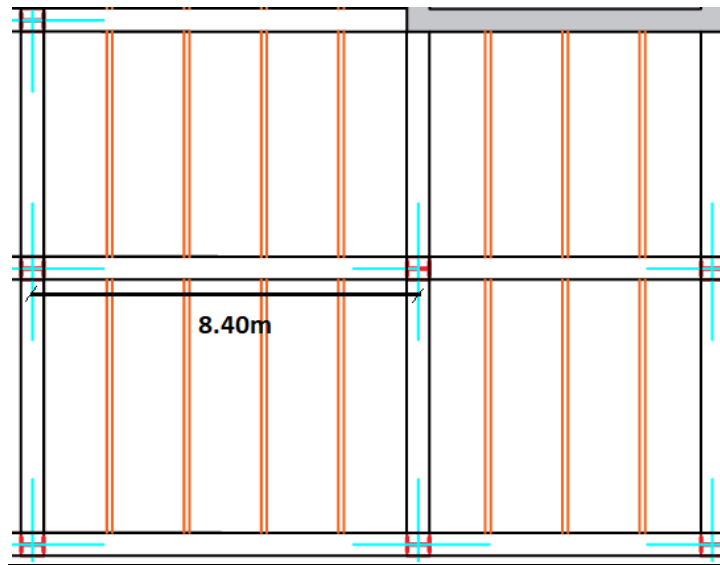


Figure 2.3 : Répartition du plancher sur la poutre principale.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

Avec :

h : hauteur du profile

L : la longueur de la poutre

Donc :

$$\frac{8400}{25} \leq h \leq \frac{8400}{15} = 336 \text{ mm} \leq h \leq 560 \text{ mm}$$

On opte pour un **HEA 450**

Tableau 2.8 : Caractéristiques du profilé HEA 450.

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
G (kg/ml)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ⁴)	W _{el-y} (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
140	178	440	300	21	11,5	63720	9465	3216	2896	18,92	7,29

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction en plus des réactions sont

Poids propre du profilé $g_p = 1,4 \text{ KN/ml}$

Poids propre du béton frais $G_b = 3,75 \text{ KN/ml}$

Poids du bac d'acier..... $G_{bac} = 0,13 \text{ KN/ml}$

Surcharge de construction..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/ml}$

a) Calcul des réactions :

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (construction, finale), car le coulage du plancher (solive, poutre) se fait en même temps.

On utilise la formule suivante :

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

$$L_{(solive)} = 6\text{m}$$

Elu :

$$R_u = \frac{10,94 \times 6}{2} = 32,82 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = \frac{7,97 \times 6}{2} = 23,91 \text{ KN}$$

$$L_{(solive)} = 5,4\text{m}$$

Elu :

$$R_u = \frac{10,94 \times 5,4}{2} = 29,53 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = \frac{7,97 \times 5,4}{2} = 21,51 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_u = 32,82 + 29,53 = 62,35 \text{ KN}$$

$$R_s = 23,91 + 21,51 = 45,42 \text{ KN}$$

b) Combinaison des charges :

$b = 300\text{mm}$ (largeur de la semelle du profile)

ELU :

$$q_u = 1,35g_p + (1,35 \times (G_b + G_{bac}) + 1,5 \times Q_c) \times b$$

$$q_u = 1,35 \times 1,4 + (1,35 \times (3,75 + 0,13) + 1,5 \times 0,75) \times 0,3$$

$$q_u = 3,79 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q_c) \times b$$

$$q_{ser} = 0,907 + (3,75 + 0,13 + 0,75) \times 0,3$$

$$q_{ser} = 2,78 \text{ KN/ml}$$

c) Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3216 \cdot 10^3 \times 275 \cdot 10^{-6}}{1,1} = 804 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{3R_u \times L}{5} = \frac{3,79 \times 8,4^2}{8} + \frac{3 \times 62,35 \times 8,4}{5}$$

$$M_{sd} = 347,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 347,67 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 804 \text{ KN.m}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \times 100 = \frac{347,67}{804} = 43,24\%$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{6575,5 \times 275 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 949,09 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 6575,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + 2R_u = \frac{3,79 \times 8,4}{2} + 2 \times 62,35 = 140,61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 140,61 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 949,09 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 140,61 \text{ KN} \leq 0,5V_{plrd} = 474,54 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

e) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue latéralement par les solives ce qui empêche le phénomène de se produire.

f) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{63 \times R_u \times L^3}{1000 \times E \times I_y} \leq f^{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,78 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 63720 \cdot 10^4} = 1,34 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{63 \times R_u \times L^3}{1000 \times E \times I_y} = \frac{63 \times 62,35 \cdot 10^3 \times 8400^3}{1000 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 63720 \cdot 10^4} = 17,39 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{8400}{250} = 33,6 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 18,73 \text{ mm} \leq f^{adm} = 33,6 \text{ mm}$$

• **Phase finale :**

Poids propre du profilé..... $g_p = 1,4 \text{ KN/ml}$

Poids plancher courant..... $G_{\text{plancher}} = 5,66 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation..... $Q_{\text{administration}} = 2,5 \text{ KN/m}$

a) Calcul des réactions des solives :

$$L_{(\text{solive})} = 6 \text{ m}$$

ELU :

$$R_u = \frac{19,4 \times 6}{2} = 58,2 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = \frac{13,9 \times 6}{2} = 41,7 \text{ KN}$$

$$L_{(\text{solvive})} = 5,4 \text{ m}$$

ELU :

$$R_u = \frac{19,4 \times 5,4}{2} = 52,38 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = \frac{13,9 \times 5,4}{2} = 37,53 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_u = 58,2 + 52,38 = 110,58 \text{ KN}$$

$$R_s = 41,7 + 37,53 = 79,23 \text{ KN}$$

b) Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1,35 \times ((G_{\text{plancher}} \times b) + g_p) + 1,5 Q \times b$$

$$q_u = 1,35 \times ((5,66 \times 0,3) + 1,4) + 1,5 \times 2,5 \times 0,3$$

$$q_u = 5,3 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = g_p + (G_{\text{plancher}} \times b) + (Q \times b)$$

$$q_s = 1,4 + (5,66 \times 0,3 + 2,5 \times 0,3)$$

$$q_s = 3,84 \text{ KN/ml}$$

c) Largeur participante de la dalle :

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 8,4}{8} = 2,1 \text{ m} \\ b = 5,7 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 2,1 \text{ m}$$

d) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 2100 \times 95 \times 25 \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 2842,87 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times A_a \times f_y$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 17800 \times 275 \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 4650,25 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} \geq R_{\text{béton}}$$

L'axe neutre se trouve dans l'acier, il faut vérifier la semelle ou bien l'âme :

$$R_{\text{ame}} = 0,95 \times d \times t_w \times f_y$$

$$R_{\text{ame}} = 0,95 \times 344 \times 11,5 \times 275 \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{ame}} = 1033,5 \text{ KN}$$

$$R_{\text{ame}} \leq R_{\text{béton}}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé

a) Vérification à la flexion :

$M_{sd} \leq M_{plrd}$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plrd} = 4650,25 \times \frac{440}{2} + 2842,87 \times \left(\frac{95}{2} + 55 \right)$$

$$M_{plrd} = 1314,44 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{3R_u \times L}{5} = \frac{5,3 \times 8,4^2}{8} + \frac{3 \times 110,58 \times 8,4}{5}$$

$$M_{sd} = 604,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 604,06 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 1314,44 \text{ KN.m}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = 45,98\%$$

 $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = 949,09 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + 2R_u = \frac{5,3 \times 8,4}{2} + 2 \times 110,58 = 243,42 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 243,42 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 949,09 \text{ KN}$$

c'est vérifier

$$V_{sd} = 235,86 \text{ KN} \leq 0,5V_{plrd} = 474,54 \text{ KN}$$

c'est vérifier

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue par le béton ayant durcie.

c) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{63 \times R_u \times L^3}{1000 \times E \times I_y} \leq f^{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\text{avec } \begin{cases} q_s = 3,84 \text{ KN/ml} \\ L = 8,4 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

d) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Z_{el} = \frac{z_a \times A_a \times z_b \times \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{440}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 440 + 55 + \frac{95}{2} = 542,5 \text{ mm}$$

$$A_b = 2100 \times 95 = 199,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{220 \times 17800 \times 542,5 \times \frac{199,5 \cdot 10^3}{15}}{17800 + \frac{199,5 \cdot 10^3}{15}} = 357,91 \text{ mm}$$

e) Moment d'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{h_c^4 \times b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_c \times b_{eff}}{n} \times \left[\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right]$$

$$I_c = 637,2 \cdot 10^6 + \frac{95^4 \times 2100}{12 \times 15} + 17800 \left(\frac{440}{2} - 357,91 \right)^2 + \frac{95 \times 2100}{15} \times \left[\left(440 + \frac{95 + 2 \times 55}{2} \right) - 357,91 \right]$$

$$I_c = 1928,45 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{max} = \frac{5 \times 3,84 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1928,45 \cdot 10^6} + \frac{63 \times 79,23 \cdot 10^3 \times 8400^3}{1000 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1928,45 \cdot 10^6} = 7,91 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{8400}{250} = 33,6 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 7,91 \text{ mm} \leq f^{adm} = 33,6 \text{ mm}$$

c'est vérifier

2.6. Calcul des poteaux :

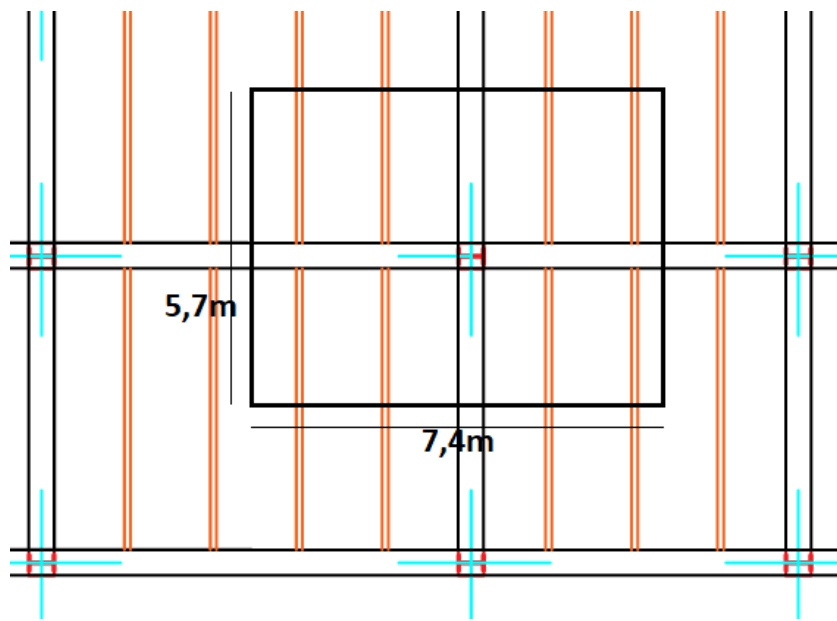


Figure 2.4 : Poteau central (le plus sollicité).

2.6.1. La descente de charges :

La surface revenant aux poteaux :

$$S_{1(\text{courant})} = 5,7 \times 7,4 = 42,18 \text{ m}^2$$

$$S_{2(\text{terrasse})} = 2,7 \times 7,4 = 19,98 \text{ m}^2$$

$$G = (G_{\text{plancher}} \times S) + (G_{\text{pp}} \times L_1) + (G_{\text{ps}} \times L_2) + n (G_{\text{solive}} \times L_3)$$

Avec :

G_{pl} : charge plancher terrasse ou courant ; S : surface reprise par le poteaux

G_{pp} : poids propre de la poutre principale ; L_1 : longueur de la poutre principale

G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire ; L_2 : longueur de la poutre secondaire

G_{solive} : poids propre de la solive ; L_3 : longueur de la solive

$$G_{\text{terrasse}} = (6,39 \times 19,98) + (1,4 \times 7,4) + (0,764 \times 5,7) + 4 \times (0,188 \times 2,7)$$

$$G_{\text{terrasse}} = 144,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{courant 1}} = (5,66 \times 19,98) + (1,4 \times 7,4) + (0,764 \times 5,7) + 4 \times (0,188 \times 2,7)$$

$$G_{\text{courant 1}} = 129,83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{courant 2}} = (5,66 \times 42,18) + (1,4 \times 7,4) + (0,764 \times 5,7) + 4 \times (0,188 \times 5,7)$$

$$G_{\text{courant 2}} = 257,74 \text{ KN}$$

Tableau 2.9 : La loi de dégression des surcharges DTR BC 2.24

Sous toit ou terrasse	Q0
Sous dernier étage (étage 1)	Q0 + Q1
(étage 2)	Q0 + 0,9 (Q1 + Q2)
(étage 3)	Q0 + 0,8 (Q1 + Q2 + Q3)
(étage 4)	Q0 + 0,7 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)
(étage 5)	Q0 + 0,6 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)
-	
--	
(étage n)	Q0 + 0,5 (Q1 + + Qn)

Tableau 2.10 : La charge d'exploitation et la charge permanente pour chaque étage.

Etage	G (KN)	Q (KN)	G (cumuler KN)	Q (cumuler KN)	Nu (KN)
10 ^{ème}	144,41	29,97	144,41	29,97	239,9
9 ^{ème}	129,83	49,95	274,24	79,92	490,1
8 ^{ème}	129,83	49,95	404,07	119,88	725,31
7 ^{ème}	129,83	49,95	533,9	149,85	945,54
6 ^{ème}	129,83	49,95	663,73	169,83	1150,78
5 ^{ème}	129,83	49,95	793,56	179,82	1341,03
4 ^{ème}	129,83	49,95	923,39	179,82	1516,30
3 ^{ème}	129,83	49,95	1053,22	204,79	1729,03
2 ^{ème}	129,83	49,95	1183,05	229,77	1941,77
1 ^{er}	257,74	105,45	1440,79	282,49	2368,8
RDC	257,74	105,45	1698,53	335,22	2795,84

2.6.1. Calcul de la sollicitation :

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

N_{sd} : effort normal de compression interne de la section transversale

N_{crd} : effort résistant à la compression

Donc :

$$A_{\text{calculé}} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

On récapitule les résultats et les profilés dans un tableau :

Tableau 2.11: sections des profile choisis.

Niveau	Nsd	Acalculé (cm ²)	Profilé	A choisit (cm ²)
10 ^{ème}	239,9	9,59	HEA200	53,83
9 ^{ème}	490,1	19,60	HEA200	53,83
8 ^{ème}	725,31	29,01	HEA200	53,83
7 ^{ème}	945,54	37,82	HEA200	53,83
6 ^{ème}	1150,78	46,03	HEA220	64,34
5 ^{ème}	1341,03	53,64	HEA220	64,34
4 ^{ème}	1516,30	60,65	HEA260	86,82
3 ^{ème}	1729,03	69,16	HEA260	86,82
2 ^{ème}	1941,77	77,67	HEA300	112,5
1 ^{er}	2368,80	94,75	HEA400	112,5
RDC	2795,84	111,83	HEA400	159

2.6.2. Vérification au flambement simple :

Il faut vérifier que :

$$Nsd \leq Nbrd = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] ; \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\beta_A = 1 ; \lambda_1 = 93,9\epsilon ; \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Exemple de calcul :

Poteaux du 2^{ème} étage HEA400

$$L_f = L_0 = 374m$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,38$$

$$\left\{ \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{374}{16,84} = 22,2 \right.$$

$$\left\{ \lambda_z = \frac{L_f}{I_z} = \frac{374}{7,34} = 50,95 \right.$$

$$\Rightarrow \lambda_z > \lambda_y \text{ (axe de flambement } z - z)$$

Choix de la courbe de flambement

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \\ t_f &= 19 \leq 40mm \end{aligned} \right.$$

Courbe de flambement b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{50,95}{86,38} = 0,58$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,58 - 0,2) + 0,58^2] = 0,73$$

$$\chi = \frac{1}{0,73 + \sqrt{0,73^2 + 0,58^2}} = 0,601 \leq 1$$

$$Nbrd = 0,601 \times 1 \times 159 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-1} = 2388,975 \text{ KN}$$

$$Nbrd = 2794,25 \text{ KN} > Nsd = 2795,84 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifier}$$

Tableau 2.12 : les profils choisis avec vérification au flambement.

NIV	Profilé	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ	Nsd(KN)	Nbrd(KN)
10 ^{ème}	HEA260	34,09	57,53	0,66	0,83	0,528	239,9	1146,024
9 ^{ème}	HEA260	34,09	57,53	0,66	0,83	0,528	490,1	1146,024
8 ^{ème}	HEA260	34,09	57,53	0,66	0,83	0,528	725,31	1146,024
7 ^{ème}	HEA300	29,35	49,9	0,57	0,75	0,591	945,54	1662,180
6 ^{ème}	HEA300	29,35	49,9	0,57	0,75	0,591	1150,78	1662,180
5 ^{ème}	HEA300	29,35	49,9	0,57	0,75	0,591	1341,03	1662,180
4 ^{ème}	HEA400	22,2	50,95	0,58	0,73	0,601	1516,3	2388,975
3 ^{ème}	HEA400	22,2	50,95	0,58	0,73	0,601	1929,03	2388,975
2 ^{ème}	HEA400	22,2	50,95	0,58	0,73	0,601	1941,77	2388,975
1 ^{er}	HEA500	13,61	39,44	0,45	0,64	0,703	2368,8	3471,062
RDC	HEA500	13,61	39,44	0,45	0,64	0,703	2795,84	3471,062

CHAPITRE 03

ETUDE CLIMATIQUE

3. Chapitre 03 : Etude Climatique :

3.1. Charges climatiques :

3.1.1. L'effet de la neige :

3.1.1.1. Introduction :

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement Algérien RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 30 m.

3.1.1.2. Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est situé à Alger, qui correspond à la zone B Selon la classification de règlement Algérien RNV2013.

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

Application: $S_k = 0.112 \text{ kN/m}^2$

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0,0896 \text{ kN/m}^2$$

3.1.2. Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela une étude approfondie doit être élaboré pour la détermination des différentes actions dues aux actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**, Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

▪ **Données relatives de site**

Tableau 3.1 : Les données relatives de site selon le règlement RNV 2013

Catégorie de terrain	(Tableau 2.4. RNV2013)	I
Site plat C_t	(Tableau 2.5. RNV2013)	1
Zone du vent	(ANNEXE.1. RNV2013)	I
$Q_{réf}$ [daN/m ²]	(Tableau 2.2. RNV2013)	37,5
Facteur de terrain K_T	(Tableau 2.4. RNV2013)	0,17
Paramètre de rugosité Z_0 [m]		0,01
Hauteur minimale Z_{min} [m]		1
Coefficient ϵ		0,44
la vitesse de référence du vent $V_{réf}$ [m/s]		25

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale.

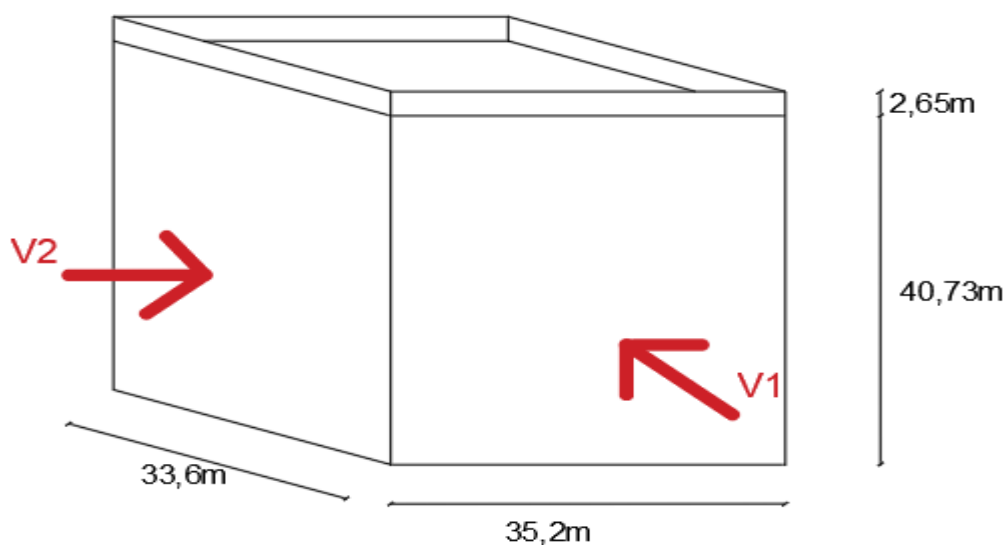


Figure 3.1 : Action du vent

- **Pression dynamique de pointe**

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e) [\text{N/m}^2]$$

Avec : $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$

c_e : Coefficient d'exposition au vent

- **Détermination du coefficient d'exposition $c_e(z_e)$**

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous

$$c_e(z_e) = c_r(z)^2 \times c_t(z)^2 \times [1 + 7I_v(z)] \quad (\S 2.4.2. \text{ RNV2013})$$

c_r : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. RNV2013)

c_t : Coefficient de topographie (Cf. § 2.4.5. RNV2013)

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence (Cf. § 2.4.6. RNV2013)

Z (en m) : hauteur considérer

$$c_t = 1 \text{ (Site plat)} \quad (\S 2.4.5. \text{ RNV2013})$$

$$c_r = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{\min} \leq z \leq 200m \quad (\S 2.4.4. \text{ RNV2013})$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{\min} \quad (\S 2.4.6. \text{ RNV2013})$$

Tableau 3.2 : Valeurs des pressions dynamiques

Niveau	H (m)	Z(m)	Cr	Ct	Iv	Ce	qp (daN/m²)
RDC	4,08	4,08	1,021	1	0,166	2,253	84,487
1^{ere} étage	4,08	8,16	1,140	1	0,149	2,655	99,562
2^{eme} étage	3,74	11,90	1,204	1	0,141	2,880	108
3^{eme} étage	3,74	15,64	1,250	1	0,136	3,050	114,375
4^{eme} étage	3,74	19,38	1,310	1	0,132	3,301	123,787
5^{eme} étage	3,74	23,12	1,327	1	0,129	3,351	125,662
6^{eme} étage	3,74	26,86	1,342	1	0,126	3,389	127,087
7^{eme} étage	3,74	30,60	1,364	1	0,124	3,475	130,312
8^{eme} étage	3,74	34,34	1,384	1	0,122	3,551	133,162
9^{eme} étage	3,74	38,08	1,402	1	0,121	3,630	136,125
10^{eme} étage	3,74	40,73	1,413	1	0,120	3,673	137,738

▪ Calcul de la pression due auvent

Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante

$$w(z_j) = q_p(z_e) \times [c_{pe} - c_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\S 2.5.2. \text{ RNV2013})$$

▪ Détermination de coefficient de pression

Calcul des coefficients de pressions extérieures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

S est la surface chargée de la paroi considérée Alors $C_{pe} = C_{pe.10}$

3.1.2.1. Direction du vent V1 :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 35,2 \text{ m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; $d = 33,6$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [35,2; 81,46] \quad e = 35,2 \text{ m}$$

$d < e$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

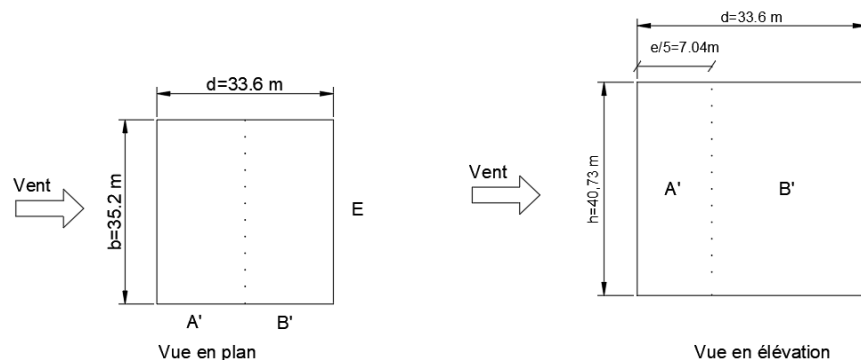


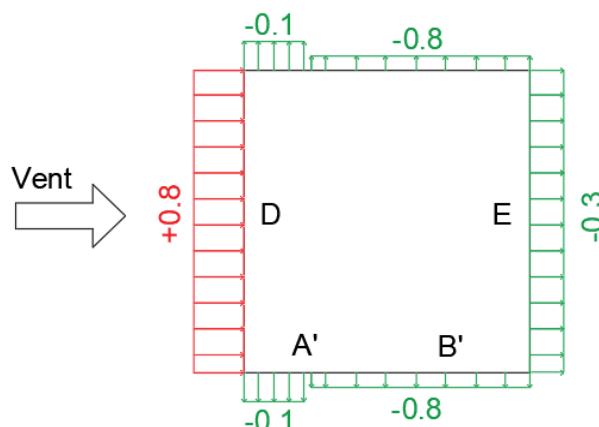
Figure 3.2 Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 35,2 \times 40,73 = 1433,70 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ selon la formule (§5.1. RNV2013) donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

Tableau3.3 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Figure 3.3 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

- Terrasse

A hauteur de l'acrotère $h_p = 2.65$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [23.2; 81.46] \quad e=23.2\text{m}$$

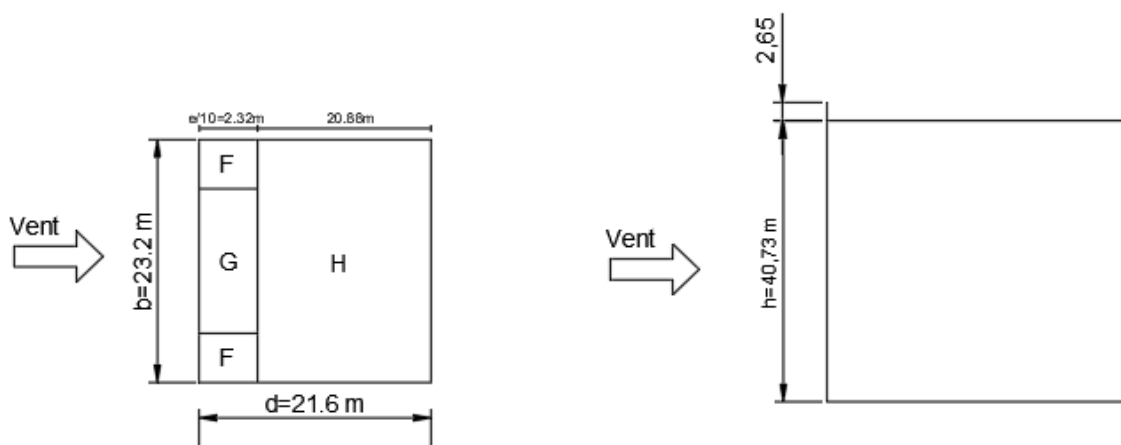


Figure 3.4 : Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

$$\text{Dans notre cas } h_p/h = 2.65/40.73 = 0.065$$

Tableau 3.4 : C_{pe} pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire

F	G	H
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.6	-1.1	-0.7

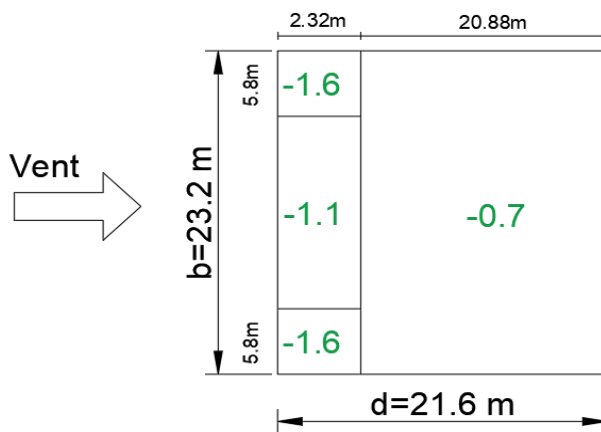


Figure 3.5 : Valeur de Cpe pour a toiture plate

▪ **Coefficient de pression intérieure Cpi**

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$h/d > 1$ Cpi1=0.35 et Cpi2=-0.5

Les valeurs des pressions qj sont données dans le tableau suivant

• **RDC +4.08 m**

Tableau 3.5 : Valeurs des pressions W(zj) sur le RDC (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	84.49	-1.0	0.35	-0.5	-114.06	-42.25
B'	84.49	-0.8	0.35	-0.5	-97.16	-25.35
D	84.49	+0.8	0.35	-0.5	38.02	109.84
E	84.49	-0.3	0.35	-0.5	-54.92	16.90

• **(R+1) +4.08 m**

Tableau 3.6 : Valeurs des pressions W(zj) sur le 1^{er} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	99.56	-1.0	0.35	-0.5	-134.41	-49.78
B'	99.56	-0.8	0.35	-0.5	-114.50	-29.87
D	99.56	+0.8	0.35	-0.5	44.80	129.43
E	99.56	-0.3	0.35	-0.5	-64.71	19.91

• **(R+2) +3.74 m**

Tableau 3.7 : Valeurs des pressions W(zj) sur le 2^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	108	-1.0	0.35	-0.5	-145.80	-54.00
B'	108	-0.8	0.35	-0.5	-124.20	-32.40
D	108	+0.8	0.35	-0.5	48.60	140.40
E	108	-0.3	0.35	-0.5	-70.20	21.60

- (R+3) +3.74 m

Tableau 3.8 : Valeurs des pressions W(zj) sur le 3^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	114.38	-1.0	0.35	-0.5	-154.41	-57.19
B'	114.38	-0.8	0.35	-0.5	-131.54	-34.31
D	114.38	+0.8	0.35	-0.5	51.47	148.70
E	114.38	-0.3	0.35	-0.5	-74.35	22.88

- (R+4) +3.74 m

Tableau 3.9 : Valeurs des pressions W(zj) sur le 4^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	123.80	-1.0	0.35	-0.5	-167.13	-61.90
B'	123.80	-0.8	0.35	-0.5	-142.37	-37.14
D	123.80	+0.8	0.35	-0.5	55.71	160.94
E	123.80	-0.3	0.35	-0.5	-80.47	24.76

- (R+5) +3.74 m

Tableau 3.10 : Valeurs des pressions W(zj) sur le 5^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	125.70	-1.0	0.35	-0.5	-169.70	-62.85
B'	125.70	-0.8	0.35	-0.5	-144.56	-37.71
D	125.70	+0.8	0.35	-0.5	56.57	163.41
E	125.70	-0.3	0.35	-0.5	-81.71	25.14

- (R+6) +3.74 m

Tableau 3.11 : Valeurs des pressions W(zj) sur le 6^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	127.10	-1.0	0.35	-0.5	-171.59	-63.60
B'	127.10	-0.8	0.35	-0.5	-146.17	-38.13
D	127.10	+0.8	0.35	-0.5	57.20	165.23
E	127.10	-0.3	0.35	-0.5	-82.62	25.42

- (R+7) +3.74 m

Tableau 3.12 : Valeurs des pressions W(zj) sur le 7^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	130.31	-1.0	0.35	-0.5	-175.92	-65.20
B'	130.31	-0.8	0.35	-0.5	-149.86	-39.10
D	130.31	+0.8	0.35	-0.5	58.64	169.40
E	130.31	-0.3	0.35	-0.5	-84.70	26.10

- (R+8) +3.74 m

Tableau 3.13 : Valeurs des pressions $W(zj)$ sur le 8^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	133.16	-1.0	0.35	-0.5	-180.36	-66.80
B'	133.16	-0.8	0.35	-0.5	-153.64	-40.08
D	133.16	+0.8	0.35	-0.5	60.12	173.68
E	133.16	-0.3	0.35	-0.5	-86.84	26.72

- (R+9) +3.74 m

Tableau 3.14 : Valeurs des pressions $W(zj)$ sur le 9^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	136.13	-1.0	0.35	-0.5	-183.78	-68.10
B'	136.13	-0.8	0.35	-0.5	-156.55	-40.84
D	136.13	+0.8	0.35	-0.5	61.26	176.97
E	136.13	-0.3	0.35	-0.5	-88.48	27.23

- (R+10) +3.74 m

Tableau 3.15 : Valeurs des pressions $W(zj)$ sur le 10^{ème} étage (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A'	137.74	-1.0	0.35	-0.5	-185.95	-68.90
B'	137.74	-0.8	0.35	-0.5	-158.40	-41.32
D	137.74	+0.8	0.35	-0.5	61.98	179.10
E	137.74	-0.3	0.35	-0.5	-89.53	27.55

- Toiture

Tableau 3.16 : Valeurs des pressions $W(zj)$ sur la toiture (V1)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
F	137.74	-1.6	0.35	-0.5	-268.60	-151.51
G	137.74	-1.1	0.35	-0.5	-199.72	-82.64
H	137.74	-0.7	0.35	-0.5	144.63	-27.55

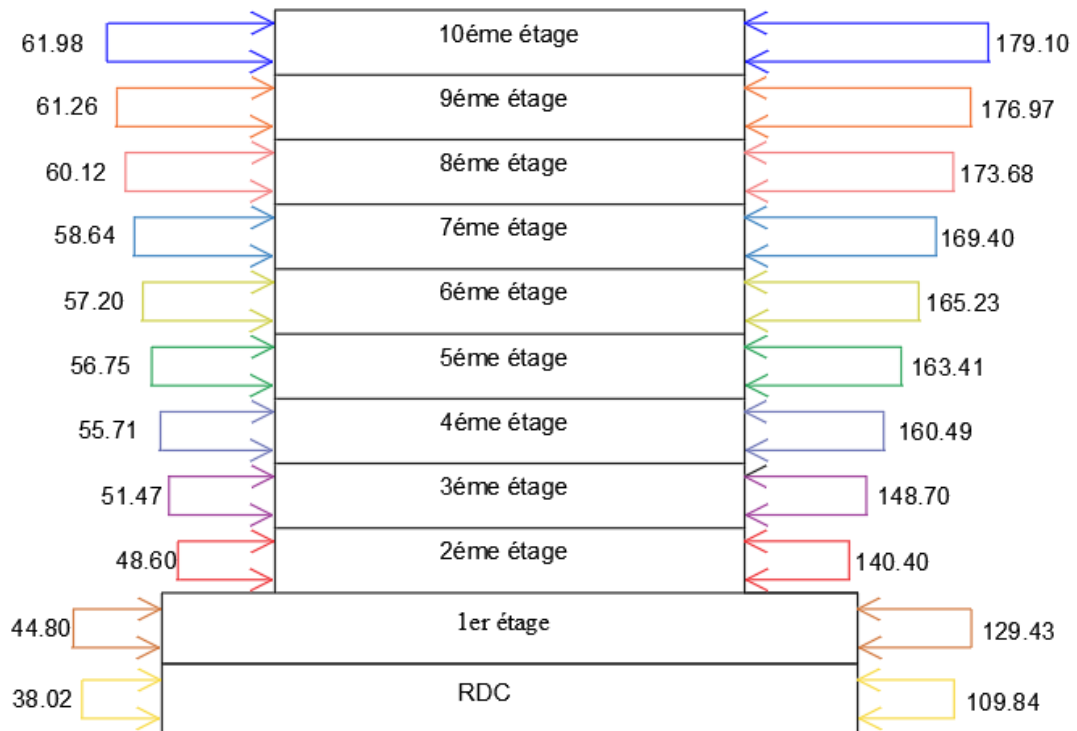


Figure 3.6 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V1

3.1.3. Direction du vent V2

On suit les mêmes étapes que pour la direction V1

Coefficient de pression extérieure C_{pe}

a. Parois verticales

$$b = 33.6 \text{ m} ; d = 35.2 \text{ m} ; e = \min [b ; 2h] = \min [33.6 ; 81.46] \quad e = 33.6$$

$d > e \rightarrow$ la paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante.

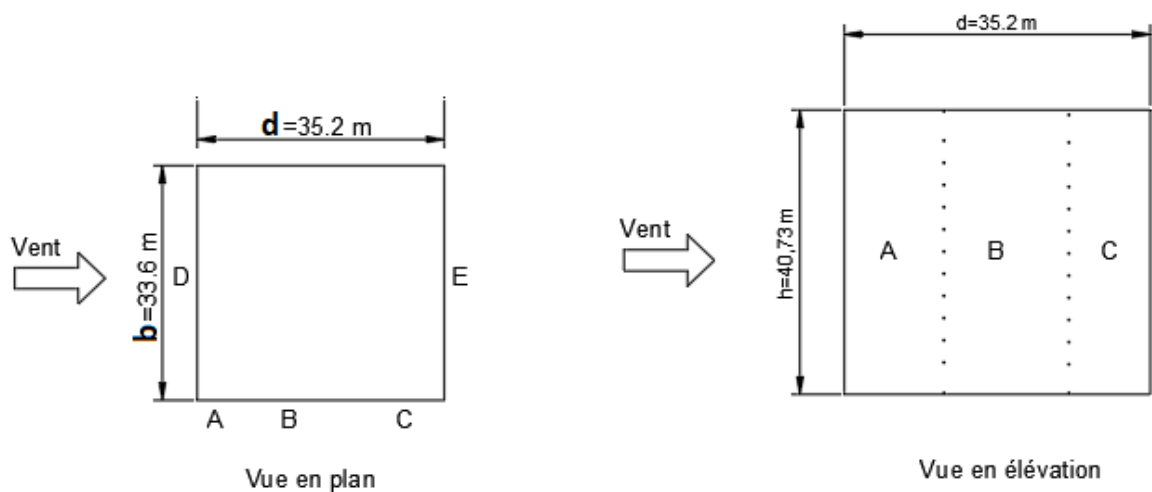


Figure 3.7 : Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 33.6 \times 40.73 = 1182.72 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ selon la formule (§5.1. RNV2013) donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a

Tableau 3.17 :Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A	B	C	D	E
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

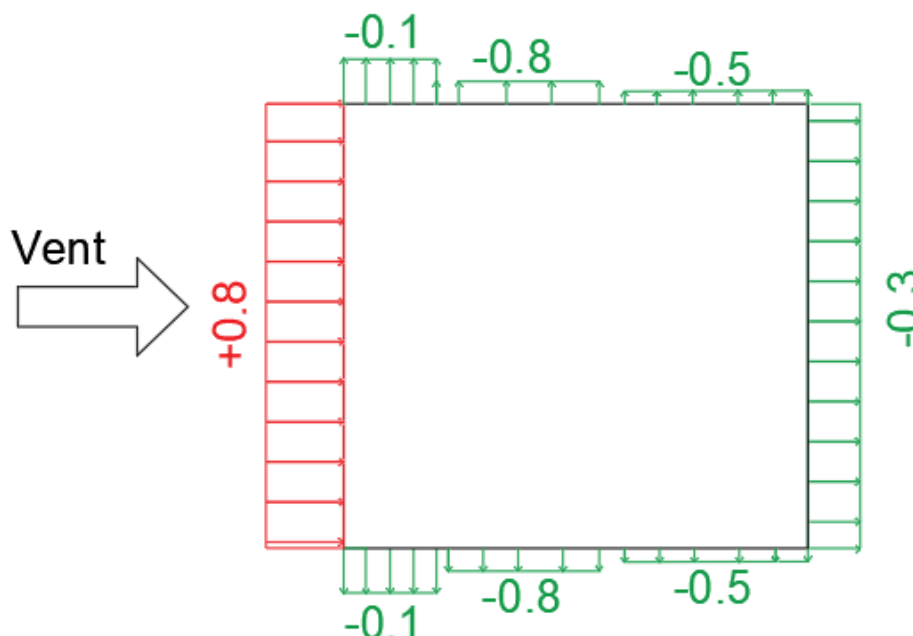


Figure 3.8 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales

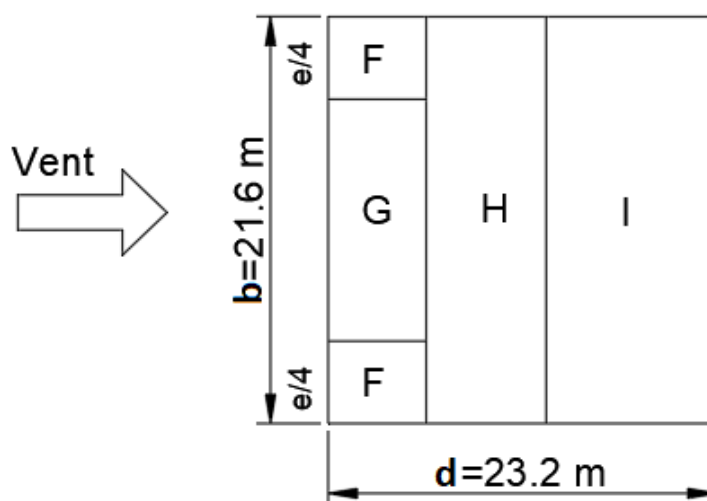


Figure 3.9 : Légende pour les toitures plates.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas $h_p/h = 2.65/40.73 = 0.065$

Tableau 3.18 :Cpe pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire

F	G	H	I
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1.6	-1.1	-0.7	+0.2

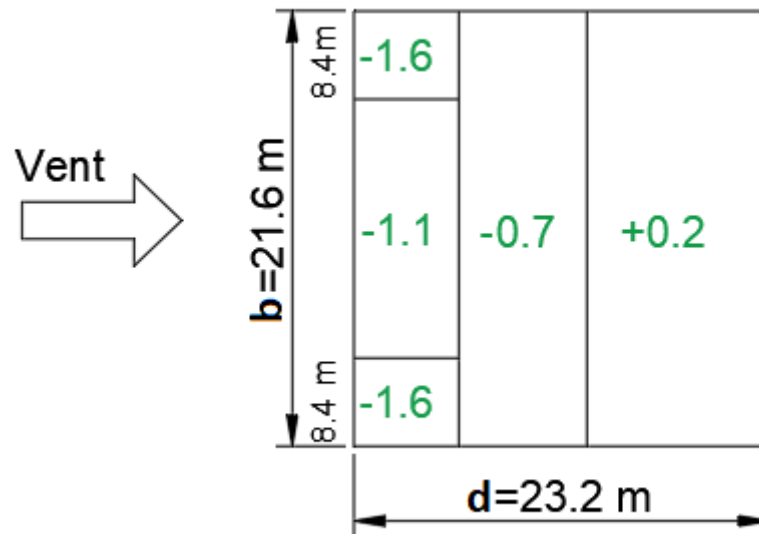


Figure 3.10 : Valeur de Cpe pour a toiture plate

- Coefficient de pression intérieure Cpi

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$$h/d > 1 \quad C_{pi1}=0.35 \text{ et } C_{pi2}=-0.5$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans le tableau suivant

- RDC +4.08 m

Tableau 3.19 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le RDC (V2)

Zone	$q_p(\text{daN/m}^2)$	Cpe	Cpi1	Cpi2	$W(z_j)1(\text{daN/m}^2)$	$W(z_j)2(\text{daN/m}^2)$
A	84.49	-1.0	0.35	-0.5	-114.06	-42.25
B	84.49	-0.8	0.35	-0.5	-97.16	-25.35
C	84.49	-0.5	0.35	-0.5	-71.82	-8.45
D	84.49	+0.8	0.35	-0.5	38.02	109.84
E	84.49	-0.3	0.35	-0.5	-54.92	16.90

- (R+1) +4.08 m :

Tableau 3.20 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1^{er} étage (V2)

Zone	$q_p(\text{daN/m}^2)$	Cpe	Cpi1	Cpi2	$W(z_j)1(\text{daN/m}^2)$	$W(z_j)2(\text{daN/m}^2)$
A	99.56	-1.0	0.35	-0.5	-134.41	-49.78
B	99.56	-0.8	0.35	-0.5	-114.50	-29.87
C	99.56	-0.5	0.35	-0.5	-84.63	-8.94
D	99.56	+0.8	0.35	-0.5	44.80	129.43
E	99.56	-0.3	0.35	-0.5	-64.71	19.91

- (R+2) +3.74 m

Tableau 3.21 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	108	-1.0	0.35	-0.5	-145.80	-54.00
B	108	-0.8	0.35	-0.5	-124.20	-32.40
C	108	-0.5	0.35	-0.5	-91.80	-9.32
D	108	+0.8	0.35	-0.5	48.60	140.40
E	108	-0.3	0.35	-0.5	-70.20	21.60

- (R+3) +3.74 m

Tableau 3.22 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 3^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	114.38	-1.0	0.35	-0.5	-154.41	-57.19
B	114.38	-0.8	0.35	-0.5	-131.54	-34.31
C	114.38	-0.5	0.35	-0.5	-97.22	-9.94
D	114.38	+0.8	0.35	-0.5	51.47	148.70
E	114.38	-0.3	0.35	-0.5	-74.35	22.88

- (R+4) +3.74 m

Tableau 3.23 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 4^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	123.80	-1.0	0.35	-0.5	-167.13	-61.90
B	123.80	-0.8	0.35	-0.5	-142.37	-37.14
C	123.80	-0.5	0.35	-0.5	-105.23	-10.23
D	123.80	+0.8	0.35	-0.5	55.71	160.94
E	123.80	-0.3	0.35	-0.5	-80.47	24.76

- (R+5) +3.74 m

Tableau 3.24 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 5^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	125.70	-1.0	0.35	-0.5	-169.70	-62.85
B	125.70	-0.8	0.35	-0.5	-144.56	-37.71
C	125.70	-0.5	0.35	-0.5	-106.85	-10.74
D	125.70	+0.8	0.35	-0.5	56.57	163.41
E	125.70	-0.3	0.35	-0.5	-81.71	25.14

- (R+6) +3.74 m

Tableau 3.25 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 6^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	127.10	-1.0	0.35	-0.5	-171.59	-63.60
B	127.10	-0.8	0.35	-0.5	-146.17	-38.13
C	127.10	-0.5	0.35	-0.5	-108.04	-11.40
D	127.10	+0.8	0.35	-0.5	57.20	165.23
E	127.10	-0.3	0.35	-0.5	-82.62	25.42

- (R+7) +3.74 m

Tableau 3.26 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 7^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	130.31	-1.0	0.35	-0.5	-175.92	-65.20
B	130.31	-0.8	0.35	-0.5	-149.86	-39.10
C	130.31	-0.5	0.35	-0.5	-110.76	-11.90
D	130.31	+0.8	0.35	-0.5	58.64	169.40
E	130.31	-0.3	0.35	-0.5	-84.70	26.10

- (R+8) +3.74 m

Tableau 3.27 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 8^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	133.16	-1.0	0.35	-0.5	-180.36	-66.80
B	133.16	-0.8	0.35	-0.5	-153.64	-40.08
C	133.16	-0.5	0.35	-0.5	-113.19	-12.36
D	133.16	+0.8	0.35	-0.5	60.12	173.68
E	133.16	-0.3	0.35	-0.5	-86.84	26.72

- (R+9) +3.74 m

Tableau 3.28 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 9^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	136.13	-1.0	0.35	-0.5	-183.78	-68.10
B	136.13	-0.8	0.35	-0.5	-156.55	-40.84
C	136.13	-0.5	0.35	-0.5	-115.71	-12.95
D	136.13	+0.8	0.35	-0.5	61.26	176.97
E	136.13	-0.3	0.35	-0.5	-88.48	27.23

- (R+10) +3.74 m

Tableau 3.29 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 10^{ème} étage (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
A	137.74	-1.0	0.35	-0.5	-185.95	-68.90
B	137.74	-0.8	0.35	-0.5	-158.40	-41.32
C	137.74	-0.5	0.35	-0.5	-117.08	-13.03
D	137.74	+0.8	0.35	-0.5	61.98	179.10
E	137.74	-0.3	0.35	-0.5	-89.53	27.55

- Toiture

Tableau 3.30 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V2)

Zone	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m ²)	W(zj)2(daN/m ²)
F	137.74	-1.6	0.35	-0.5	-268.60	-151.51
G	137.74	-1.1	0.35	-0.5	-199.72	-82.64
H	137.74	-0.7	0.35	-0.5	-144.63	-27.55
I	137.74	-0.2	0.35	-0.5	-75.76	41.32
	137.74	+0.2	0.35	-0.5	-20.70	96.42

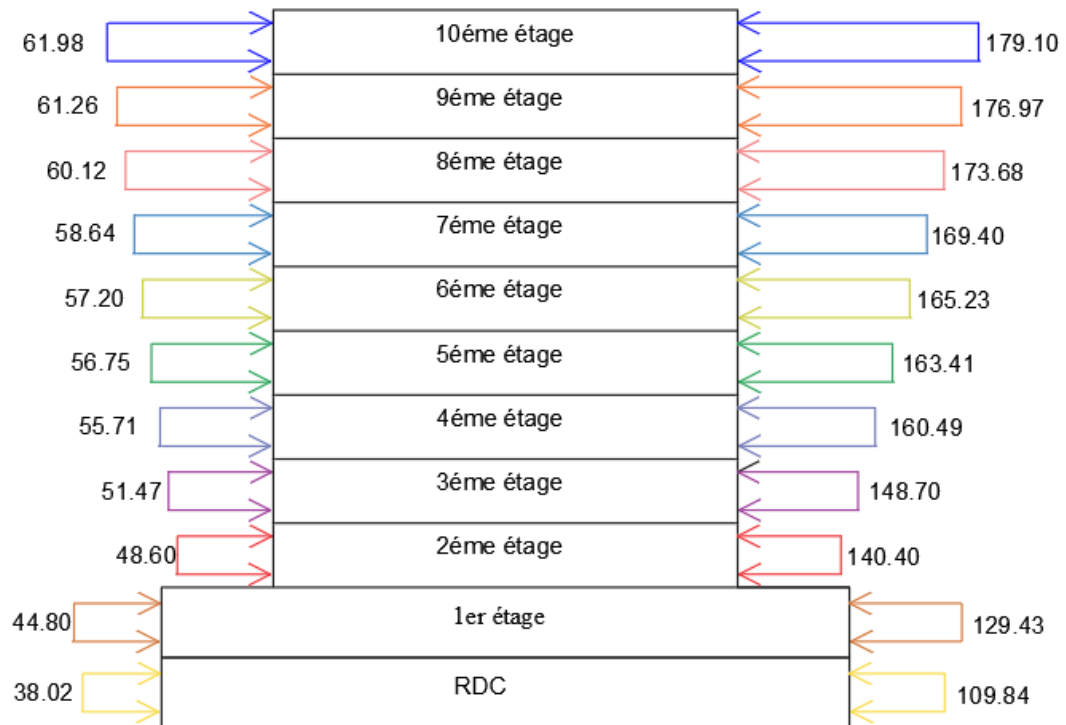


Figure 3.11 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V2

3.1.3.1. Action d'ensemble

▪ *Calcul de F_w à l'aide des coefficients des forces*

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N] (\S 2.6.1. RNV2013)$$

C_d : Coefficient dynamique

C_f : Coefficient de force

A_{ref} : Surface élémentaire

$C_d = 1$

3.1.3.2. Calcul de coefficient de forme :

- $C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda (\S 4.1. RNV2013)$

C_f : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif λ_e

➤ **Direction V1**

- $C_{f,0} = 2.2$ (Figure 4.4 §4.2.)
 - $\lambda_e = \max(0.7 \times \frac{l}{b}; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2)
- $\lambda_e = 70$
 Pour $\varphi = 1$ et $\lambda_e = 70$
 $\psi_\lambda = 0.92$ (§4.1.1)
 $C_f = 2.2 \times 0.92 = 2.024$

➤ **Direction V2**

- $C_{f,0} = 2.1$ (Figure 4.4 §4.2.)
- $\lambda_e = \max(0.7 \times \frac{l}{b}; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2)

$$\lambda_e = 70$$

Pour $\varphi = 1$ et $\lambda_e = 70$

$$\psi_\lambda = 0.92 (\S 4.1.1)$$

$$C_f = 2.1 \times 0.92 = 1.932$$

Calcule de la surface élémentaire A_{ref}

$$A_{ref} = l \times h \text{ (rectangle)}$$

▪ **Direction V1**

(La face de toiture considérée rectangulaire)

Tableau 3.31 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1)

Niveau	H(m)	L(m)	Cd	Cf	qp (daN/m ²)	Aréf (m ²)	Fw (daN)
RDC	4.08	35.2	1	2.024	84.47	143.62	24554.32
1^{er} étage	4.08	35.2	1	2.024	99.56	143.62	28940.78
2^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	108.00	86.54	18916.95
3^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	114.38	86.54	20034.45
4^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	123.79	86.54	21682.68
5^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	125.66	86.54	22010.22
6^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	127.09	86.54	22260.70
7^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	130.31	86.54	22824.70
8^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	133.16	86.54	23323.90
9^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	136.13	86.54	23844.12
10^{ème} étage	3.73	23.2	1	2.024	137.74	86.54	24126.12

▪ **Direction V2**

Tableau 3.32 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V2)

Niveau	H(m)	L(m)	Cd	Cf	qp (daN/m ²)	Aréf (m ²)	Fw (daN)
RDC	4.08	33.6	1	1.932	84.47	137.09	22372.55
1^{er} étage	4.08	33.6	1	1.932	99.56	137.09	26369.25
2^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	108.00	80.57	16811.41
3^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	114.38	80.57	17804.53
4^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	123.79	80.57	19269.30
5^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	125.66	80.57	19560.40
6^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	127.09	80.57	19782.98
7^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	130.31	80.57	20284.21
8^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	133.16	80.57	20727.85
9^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	136.13	80.57	21190.16
10^{ème} étage	3.73	21.6	1	1.932	137.74	80.57	21440.78

CHAPITRE 04 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

4. Chapitre 04 : Etude dynamique et sismique

4.1. INTRODUCTION :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien **RPA2024**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **CSI ETABS 19** qui est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiments.

4.2. Étude sismique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

➤ La méthode statique équivalente.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure (**article 4.1.2 des RPA2024**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

➤ La méthode modale spectrale

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

❖ Analyse spectrale

- **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélélogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

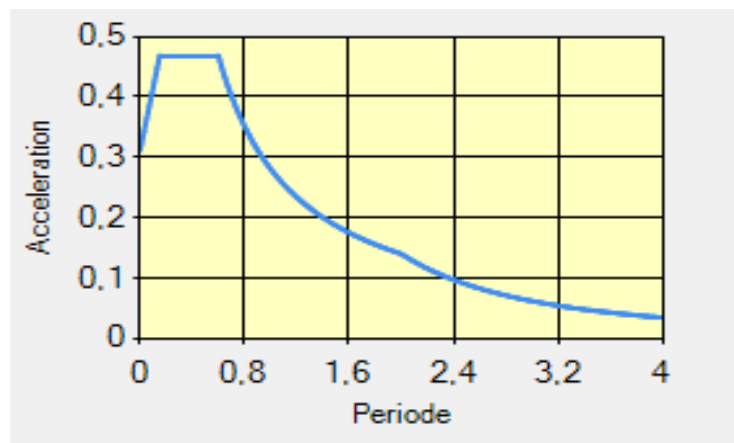


Figure4.1 : Spectre de réponse

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par **RPA2024** est relative à la résultante des forces sismiques.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0,8V/V_i$.

- **Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_1}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec : A coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : 1B
 $\Rightarrow A=0,3$
- zone sismique : VI
 I : coefficient d'importance = 1,2
 S coefficient de site = 1,3
 Qf : facteur de qualité

La valeur de Qf est déterminée par la formule : $Q_f = 1 + \sum_1^n P_q$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Sa valeur est donnée par le **tableau 3.19 (RPA2024)**.

Tableau 4.1 : valeur de pondération Pq

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Dans notre cas tous les critères sont observés

Donc : Qf = 1

T1 : Imite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante = **0,15**

T2 : Imite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante = **0,6**

T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant = **2**

R : coefficient de comportement, selon le tableau 3.18 (RPA2024) **R=2,5**

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières

- La valeur de la période fondamentale (**T_0**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques (**$T_{empirique}$**) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (**$T_{calculé}$**).
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = C_T \cdot (h_n)^{3/4}$$

C_T = 0.05 Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par Table (4.2)

Tableau 4.2 : valeur du coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

$h_n = 41,82\text{m}$: Hauteur du bâtiment en mètre mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \cdot (41,82)^{3/4}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,82\text{s}$$

D'après l'ETABS : $T_{\text{calculé}} = 0,71\text{s}$

Donc :

Selon le tableau 4.4 de RPA2024 on prend $T_0 = 0,71$

Tableau 4.3 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant a la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

λ : Coefficient de correction

$\lambda = \{0,85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux, } 1 : \text{autrement}\}$

Donc dans notre cas $\lambda = 0,85$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égala la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

n : Nombre de niveaux

$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$ pour tout niveau i de la structure

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charge d'exploitation.
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2) RPA2024

Tableau 4.4 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

4.4. Résultats de l'analyse sismique :

4.4.1. Modèle :

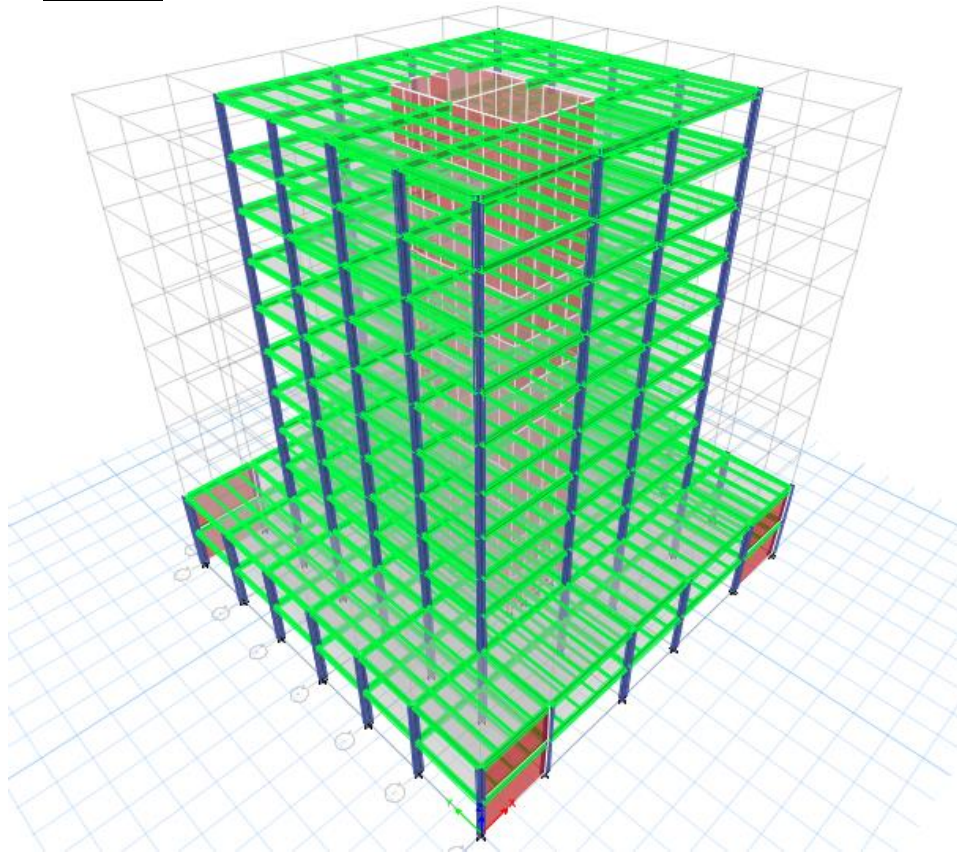


Figure 4.2 : vue 3D du modèle

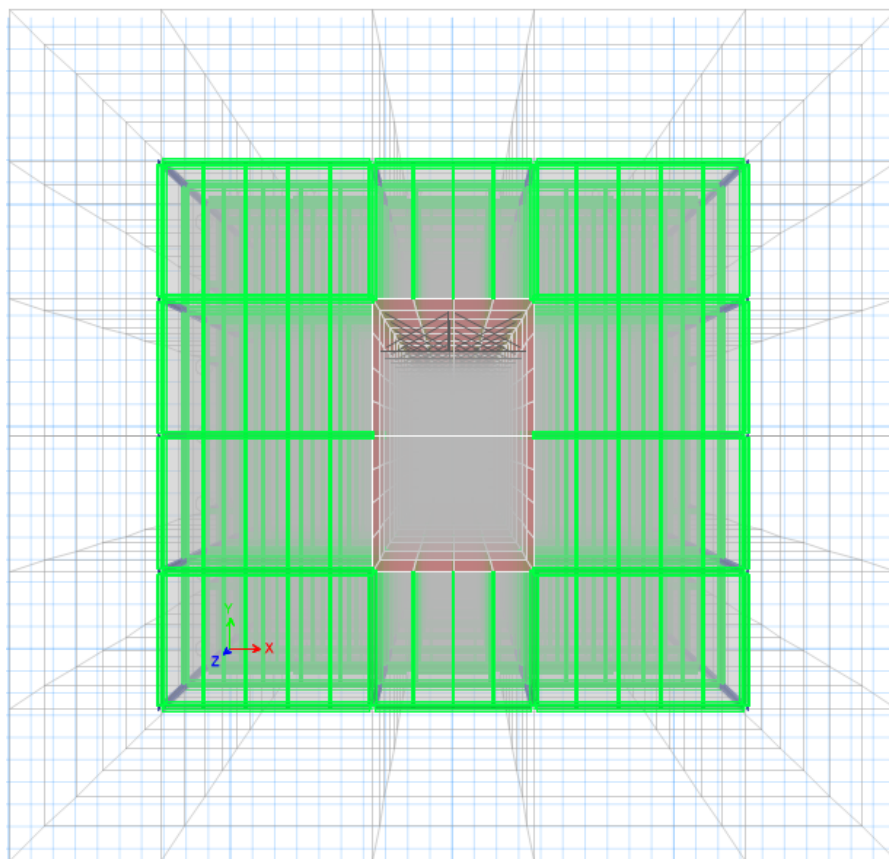


Figure 4.3 : vue en plan du modèle

• **Caractéristiques dynamique propres du modèle :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,71\text{sec.}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9ème mode.

Tableau 4.5 : participation massique du modèle

Mode	Période [sec]	Masse cumulées UX [%]	Masse cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,71	55,22	0	55,22	0
2	0,53	55,22	58,55	0	58,55
3	0,30	55,22	58,55	0	0
4	0,15	79,07	58,55	23,85	0
5	0,12	79,07	86,17	0	27,61
6	0,11	79,07	86,17	0	0
7	0,08	91,49	86,17	12,43	0
8	0,07	91,67	86,17	0,17	0
9	0,06	91,67	95,71	0	9,55

- Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe X-X.

- Le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe Y-Y
- Le 3ème mode est un mode de torsion autour de Z

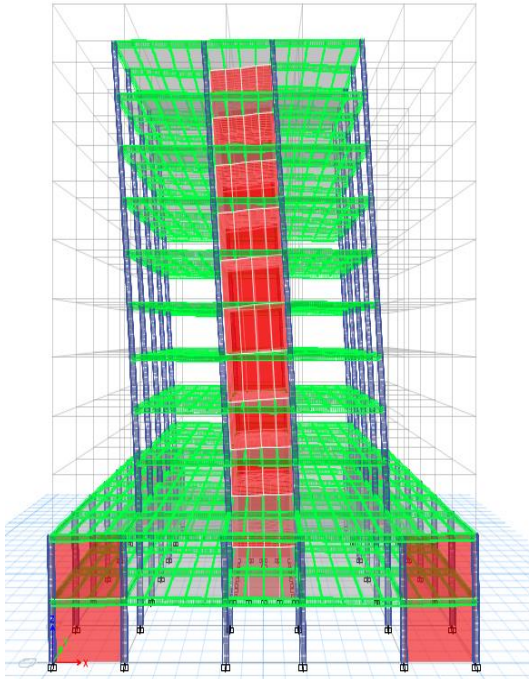


Figure 4.4 : Mode 1 translation X-X

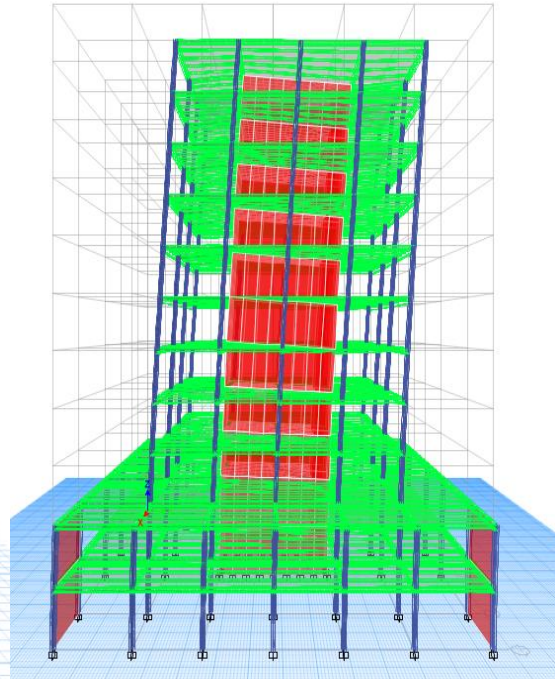


Figure 4.5 : Mode 2 translation Y-Y

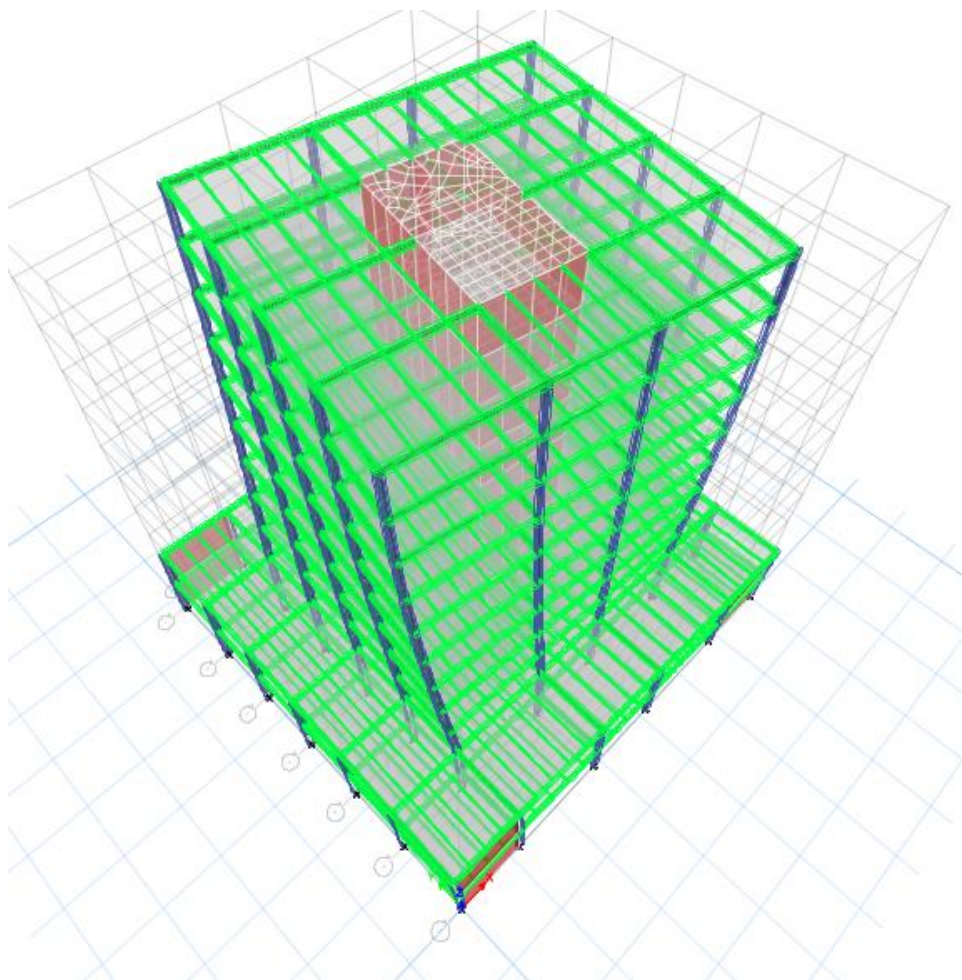


Figure 4.6 : Mode 3 torsion autour de Z

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base**

D'après logiciel ETABS $W = 66829,77 \text{ KN}$

Tableau 4.6 : calcul de l'effort tranchant à la base

Sens	λ	$S_{ad}(T_0)$	W (KN)	V (KN)	0.8V (KN)
x-x	0,85	0,39	66829,77	22154,06	17723,25
y-y	0,85	0,39	66829,77	22154,06	17723,25

La résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales E_x et E_y d'après logiciel ETABS :

- Pour le sens x-x $V_t = 17740,11 \text{ KN}$
- Pour le sens y-y $V_t = 19897,92 \text{ KN}$

Tableau 4.7: vérification au sens X-X

V_t (KN)	0.8V (KN)	$V_t > 0.8V$
17740,11	17723,25	vérifiée

Tableau 4.8: vérification au sens Y-Y

V_t (KN)	0.8V (KN)	$V_t > 0.8V$
19897,92	17723,25	vérifiée

➤ **Vérification des déplacements inter étages**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 : déplacement inter étage

Etage	$H_{\text{étage}}$ (m)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	$\Delta_x \times R$ (cm)	$\Delta_y \times R$ (cm)
Terrasse	3,74	0,9	0,5	2,25	1,25
10ème	3,74	0,9	0,5	2,25	1,25
9ème	3,74	0,9	0,5	2,25	1,25
8ème	3,74	0,9	0,5	2,25	1,25
7ème	3,74	0,9	0,5	2,25	1,25
6ème	3,74	0,8	0,5	2	1,25
5ème	3,74	0,7	0,4	1,75	1
4ème	3,74	0,6	0,4	1,5	1
3ème	3,74	0,5	0,3	1,25	0,75
2ème	3,74	0,4	0,2	1	0,5
1er	4,08	0,2	0,1	0,5	0,25

Donc, les déplacements latéraux inter étage sont inférieurs à la limite imposée par **RPA 2024 (§ 5.10.1)**

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

h_k : Hauteur du niveau 'K'

Tableau 4.10 : Vérification de l'effet P-Δ (effet de second ordre)

Etage	H_k (m)	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0,1$
Terrasse	3,74	5092,06	3540,60	3660,02	0,9	0,5	0,003	0,001	Vérifiée
10ème	3,74	9957,08	6427,06	6866,44	0,9	0,5	0,004	0,001	Vérifiée
9ème	3,74	14822,11	8587,43	9437,08	0,9	0,5	0,004	0,002	Vérifiée
8ème	3,74	19694,17	10285,13	11503,64	0,9	0,5	0,005	0,002	Vérifiée
7ème	3,74	24566,23	11716,37	13210,87	0,9	0,5	0,005	0,002	Vérifiée
6ème	3,74	29438,30	12973,43	14657,91	0,8	0,5	0,005	0,002	Vérifiée
5ème	3,74	34317,81	14090,30	15886,38	0,7	0,4	0,005	0,002	Vérifiée
4ème	3,74	39197,31	15047,90	16901,76	0,6	0,4	0,004	0,002	Vérifiée
3ème	3,74	44076,82	15793,76	17699,84	0,5	0,3	0,004	0,001	Vérifiée
2ème	3,74	55548,72	17045,44	19097,35	0,4	0,2	0,003	0,001	Vérifiée
1er	4,08	66829,77	17740,11	19897,92	0,2	0,1	0,001	0,001	Vérifiée

Conclusion : D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité

CHAPITRE 05
EXPLOITATION ET
VERIFICATION DES
RESULTATS

5. Chapitre 05 : Exploitation et vérification des résultats

5.1. INTRODUCTION :

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis, les éléments constituent l'ossature de notre bâtiment, le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles.

5.2. Vérification des poteaux :

5.2.1. Vérification de flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

Pour les sections de classe 1 et 2

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{ml}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{pl, y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl, z} \times f_y} \leq 1$$

Figure 5.1 : La rigidité du poteau concerné

Les efforts internes tirés du logiciel ETABS:

$$N_{sd}^{max} = 3379,18 \text{ KN} \quad M_y^{corr} = -44,63 \text{ KN.m} \quad M_z^{corr} = 0,19 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{corr} = 1530,55 \text{ KN} \quad M_y^{max} = -161,59 \text{ KN.m} \quad M_z^{corr} = 2,37 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{corr} = 275,98 \text{ KN} \quad M_y^{corr} = 2,28 \text{ KN.m} \quad M_z^{max} = 10,90 \text{ KN.m}$$

• Propriétés du RDC (HEA 550)

Tableau 5.1 : Caractéristiques géométrique et mécanique du HEA550

Profile	A mm ²	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴	Wel.y mm ³	Wel.z mm ³	iy mm	iz mm
HEA550	21176	1119000000	108200000	4146000	721300	229,9	71,5

$$\text{Plan y-y : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9\epsilon}$$

$$\text{Plan z-z : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9\epsilon}$$

$$\text{Plan y-y : } K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{1119000000}{4080} = 110465,68$$

$$K_{c1} = \frac{I_y}{h} = \frac{1119000000}{4080} = 110465,68$$

$$K_{p21} = K_{p22} = \frac{I_y}{L} = \frac{637200000}{8400} = 99562,5$$

$$\rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,689 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fy} = 4080 \text{ mm}$$

$$\text{Plan z-z : } K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{108200000}{4080} = 20990,19$$

$$K_{c1} = \frac{I_z}{h} = \frac{108200000}{4080} = 20990,19$$

$$K_{p21} = K_{p22} = \frac{I_z}{L} = \frac{94650000}{8400} = 14789,06$$

$$\rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,739 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 4080 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{17,75}{93,9} = 0,20 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{75,08}{93,9} = 0,66 \end{cases} \quad \text{Risque de flambement en plan z-z } \bar{\lambda}_z > 0,2$$

Le choix de la courbe de flambement :

Courbe b → α = 0,34

$$\text{Plan z-z : } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,59$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,81$$

On a récapitulé les résultats du poteau le plus sollicité de RDC dans les 3 cas dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Résultats de la vérification des poteaux

Niv	Cas	Profilé	Nsd (KN)	Mysd(KN.m)	Mzsd(KN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	Ky	Kz	Note ≤ 1
RDC	1	HEA550	3379,18	44,63	0,19	0,20	0,66	0,81	0,64	0,42	0,74
	2		1530,55	161,59	2,37	0,20	0,66	0,81	0,99	0,89	0,40
	3		275,98	2,28	10,90	0,20	0,66	0,81	1	0,98	0,11

NB : pour éviter le travail répétitif on a paramétré le logiciel **ROBOT** pour qu'il puisse calculer et vérifier les éléments selon **EC3**

5.2.2. Vérification de ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: **87 Poteau_87**

POINT: **1**

COORDONNEE: **x = 0.00 L = 0.00 m**

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **6 ELU 1*1.35+2*1.50**

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: **HEA 550**

h=54.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.01 cm ²	Az= 83.72 cm ²	Ax=211.76 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=111932.00 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=352.64 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=4621.82 cm ³	Wplz=1106.90 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 2854.095 kN	My _{Ed} = -130.641 kN*m	Mz _{Ed} = 0.071 kN*m	Vy _{Ed} = 0.037 kN
N _{c,Rd} = 5823.400 kN	My _{Ed,max} = -130.641 kN*m		Mz _{Ed,max} = -0.079 kN*m Vy _{T,Rd}
= 2492.869 kN			
N _{b,Rd} = 4700.395 kN	My _{c,Rd} = 1271.001 kN*m	Mz _{c,Rd} = 304.398 kN*m	Vz _{Ed} = 63.229 kN
	MN _{y,Rd} = 771.508 kN*m	MN _{z,Rd} = 285.346 kN*m	Vz _{T,Rd} = 1329.234 kN
			Tt _{Ed} = -0.000 kN*m
			Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.08 m	Lam_y = 0.20
Lcr,y = 4.08 m	Xy = 1.00
Lamy = 17.75	kzy = 0.28



en z:

Lz = 4.08 m	Lam_z = 0.66
Lcr,z = 4.08 m	Xz = 0.81
Lamz = 57.08	kzz = 0.43

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.49 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{2.45} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 17.75 < \lambda_{y,max} = 210.00$	$\lambda_{z} = 57.08 < \lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{yz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{zz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.64 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé

**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):**
 $v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00
Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces
FAMILLE:

PIECE: 59 Poteau_59

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$ **CHARGEMENTS:**
Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30
MATERIAU:ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 550**

h=54.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=157.01 cm²Az=83.72 cm²Ax=211.76 cm²

tw=1.3 cm

Iy=111932.00 cm⁴Iz=10819.00 cm⁴Ix=352.64 cm⁴

tf=2.4 cm

Wply=4621.82 cm³Wplz=1106.90 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N_{Ed} = 153.577 kNM_{y,Ed} = 23.607 kN*mM_{z,Ed} = 5.042 kN*mV_{y,Ed} = 2.540 kNN_{c,Rd} = 5823.400 kNM_{y,Ed,max} = -205.350 kN*mM_{z,Ed,max} = 5.228 kN*m V_{y,T,Rd}

= 2492.867 kN

N_{b,Rd} = 4700.395 kNM_{y,c,Rd} = 1271.001 kN*m M_{z,c,Rd} = 304.398 kN*mV_{z,Ed} = -15.979 kN

= 1329.233 kN

M_{N,y,Rd} = 1271.001 kN*mM_{N,z,Rd} = 304.398 kN*m V_{z,T,Rd}T_{t,Ed} = 0.000 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

L_y = 4.08 mL_{am,y} = 0.20L_{cr,y} = 4.08 mX_y = 1.00L_{amy} = 17.75k_{yy} = 1.00

en z:

L_z = 4.08 mL_{am,z} = 0.66L_{cr,z} = 4.08 mX_z = 0.81L_{amz} = 57.08k_{yz} = 0.69**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**
 $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 17.75 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z} = 57.08 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.20 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 70 Poteau_70

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 G+0.3Q-Ex-0.3Ey 1*1.00+2*0.30+4*-1.00+5*-0.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 550

$h=54.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=157.01 \text{ cm}^2$	$A_z=83.72 \text{ cm}^2$	$A_x=211.76 \text{ cm}^2$
$t_w=1.3 \text{ cm}$	$I_y=111932.00 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$	$I_x=352.64 \text{ cm}^4$
$t_f=2.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=4621.82 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1106.90 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 153.049 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 61.126 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 3.049 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 2.118 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5823.400 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 140.772 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = -14.029 \text{ kN*m}$ $V_{y,T,Rd}$
$= 2492.867 \text{ kN}$			
$N_{b,Rd} = 4700.395 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1271.001 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 304.398 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -31.761 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 1271.001 \text{ kN*m}$		$M_{N,z,Rd} = 304.398 \text{ kN*m}$ $V_{z,T,Rd}$
$= 1329.233 \text{ kN}$			
			$T_{t,Ed} = -0.000 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 4.08 \text{ m}$	$\Lambda_{m,y} = 0.20$
$L_{cr,y} = 4.08 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$\Lambda_{my} = 17.75$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 4.08 \text{ m}$	$\Lambda_{m,z} = 0.66$
$L_{cr,z} = 4.08 \text{ m}$	$X_z = 0.81$
$\Lambda_{mz} = 57.08$	$k_{yz} = 0.69$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 17.75 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 57.08 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.17 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.14 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):** $v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 517 Poteau_517**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 6 ELU 1*1.35+2*1.50**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

$h = 49.0 \text{ cm}$	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 30.0 \text{ cm}$	$A_y = 150.74 \text{ cm}^2$	$A_z = 74.72 \text{ cm}^2$	$A_x = 197.54 \text{ cm}^2$
$t_w = 1.2 \text{ cm}$	$I_y = 86974.80 \text{ cm}^4$	$I_z = 10367.10 \text{ cm}^4$	$I_x = 310.27 \text{ cm}^4$
$t_f = 2.3 \text{ cm}$	$W_{ply} = 3948.86 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 1058.51 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 2420.318 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -131.122 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.124 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.060 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5432.350 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 157.501 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = 0.124 \text{ kN*m}$ $V_{y,T,Rd}$
$= 2393.319 \text{ kN}$			
$N_{b,Rd} = 4561.674 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1085.937 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 291.090 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 77.172 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 708.952 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 278.700 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 1186.339 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.000 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

 $L_y = 3.74 \text{ m}$ $L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$ $\lambda_{my} = 17.82$ $\lambda_{my} = 0.21$ $X_y = 1.00$ $k_{zy} = 0.30$ 

en z:

 $L_z = 3.74 \text{ m}$ $L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$ $\lambda_{mz} = 51.63$ $\lambda_{mz} = 0.59$ $X_z = 0.84$ $k_{zz} = 0.46$ **FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:** $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$ $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$ $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$ $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.23} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$ $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$ $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$ $\tau_{ty,Ed}/(\sigma_{ty}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$ $\tau_{tz,Ed}/(\sigma_{tz}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$ **Contrôle de la stabilité globale de la barre:** $\lambda_{my} = 17.82 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 51.63 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$ $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$ $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$ **DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):** $v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 514 Poteau_514**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 6 ELU 1*1.35+2*1.50**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500** $h = 49.0 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.00$ $g_{M1} = 1.00$ $b = 30.0 \text{ cm}$ $A_y = 150.74 \text{ cm}^2$ $A_z = 74.72 \text{ cm}^2$ $A_x = 197.54 \text{ cm}^2$ $t_w = 1.2 \text{ cm}$ $I_y = 86974.80 \text{ cm}^4$ $I_z = 10367.10 \text{ cm}^4$ $I_x = 310.27 \text{ cm}^4$ $t_f = 2.3 \text{ cm}$ $W_{ply} = 3948.86 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 1058.51 \text{ cm}^3$ **EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:** $N_{Ed} = 2420.020 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 131.469 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0.120 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $V_{y,Ed} = 0.057 \text{ kN}$ $N_{c,Rd} = 5432.350 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = -157.521 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 0.120 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $V_{y,T,Rd}$ $= 2393.319 \text{ kN}$ $N_{b,Rd} = 4561.674 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 1085.937 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 291.090 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $V_{z,Ed} = -77.270 \text{ kN}$ $M_{N,y,Rd} = 709.022 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 278.709 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 1186.339 \text{ kN}$

$T_{t,Ed} = -0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$
 $\lambda_{my} = 17.82$

$\lambda_{my} = 0.21$
 $X_y = 1.00$
 $k_{zy} = 0.30$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$
 $\lambda_{mz} = 51.63$

$\lambda_{mz} = 0.59$
 $X_z = 0.84$
 $k_{zz} = 0.47$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6-7)

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{by} = 17.82 < \lambda_{b,max} = 210.00$ $\lambda_{bz} = 51.63 < \lambda_{b,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.53 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.57 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 508 Poteau_508

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500

$h = 49.0 \text{ cm}$
 $b = 30.0 \text{ cm}$
 $t_w = 1.2 \text{ cm}$
 $t_f = 2.3 \text{ cm}$

$g_{M0} = 1.00$
 $A_y = 150.74 \text{ cm}^2$
 $I_y = 86974.80 \text{ cm}^4$
 $W_{ply} = 3948.86 \text{ cm}^3$

$g_{M1} = 1.00$
 $A_z = 74.72 \text{ cm}^2$
 $I_z = 10367.10 \text{ cm}^4$
 $W_{plz} = 1058.51 \text{ cm}^3$

$A_x = 197.54 \text{ cm}^2$
 $I_x = 310.27 \text{ cm}^4$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 2074.739 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 47.922 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 6.198 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 4.475 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5432.350 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 47.922 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = -10.539 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$= 2393.319 \text{ kN}$			$V_{y,T,Rd}$
$N_{b,Rd} = 4561.674 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1085.937 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 291.090 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -22.655 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 790.292 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 287.224 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1186.339 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$	$\lambda_{my} = 0.21$
$L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$\lambda_{my} = 17.82$	$k_{zy} = 0.31$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$	$\lambda_{mz} = 0.59$
$L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$	$X_z = 0.84$
$\lambda_{mz} = 51.63$	$k_{zz} = 0.54$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.91} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 17.82 < \lambda_{my,max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 51.63 < \lambda_{mz,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 537 Poteau_537**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 6 ELU 1*1.35+2*1.50**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=310.27 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=3948.86 cm ³	Wplz=1058.51 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 2136.879 kN	My _{Ed} = -172.922 kN*m	Mz _{Ed} = 0.281 kN*m	Vy _{Ed} = 0.144 kN
N _{c,Rd} = 5432.350 kN	My _{Ed,max} = -172.922 kN*m		Mz _{Ed,max} = 0.281 kN*m
N _{b,Rd} = 4561.674 kN	My _{c,Rd} = 1085.937 kN*m	Mz _{c,Rd} = 291.090 kN*m	Vy _{T,Rd}
	MN _{y,Rd} = 775.666 kN*m	MN _{z,Rd} = 286.047 kN*m	Vz _{Ed} = 89.608 kN
			Vz _{T,Rd} = 1186.339 kN
			Tt _{Ed} = -0.000 kN*m
			Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 3.74 m	Lam_y = 0.21
Lcr,y = 3.74 m	Xy = 1.00
Lamy = 17.82	kzy = 0.29



en z:

Lz = 3.74 m	Lam_z = 0.59
Lcr,z = 3.74 m	Xz = 0.84
Lamz = 51.63	kzz = 0.45

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.39 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.22 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.97} = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 17.82 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 51.63 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(Xy \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(Xz \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 534 Poteau_534**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=310.27 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=3948.86 cm ³	Wplz=1058.51 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2136.615 kN	My,Ed = 173.021 kN*m	Mz,Ed = 0.269 kN*m	Vy,Ed = 0.138 kN	
Nc,Rd = 5432.350 kN	My,Ed,max = 173.021 kN*m		Mz,Ed,max = 0.269 kN*m	Vy,T,Rd
= 2393.319 kN				
Nb,Rd = 4561.674 kN	My,c,Rd = 1085.937 kN*m	Mz,c,Rd = 291.090 kN*m	Vz,Ed = -89.637 kN	
	MN,y,Rd = 775.729 kN*m	MN,z,Rd = 286.052 kN*m	Vz,T,Rd = 1186.339 kN	
			Tt,Ed = -0.000 kN*m	
			Classe de la section = 2	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 3.74 m	Lam_y = 0.21
Lcr,y = 3.74 m	Xy = 1.00
Lamy = 17.82	kzy = 0.29



en z:

Lz = 3.74 m	Lam_z = 0.59
Lcr,z = 3.74 m	Xz = 0.84
Lamz = 51.63	kzz = 0.45

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/Nc,Rd = 0.39 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.97} = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 17.82 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 51.63 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.51 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 528 Poteau_528**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 10 G+0.3Q+0.3Ex+Ey (1+5)*1.00+(2+4)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=310.27 cm ⁴

tf=2.3 cm

Wply=3948.86 cm³Wplz=1058.51 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N_{Ed} = 1379.662 kNM_{y,Ed} = -29.057 kN*mM_{z,Ed} = 40.511 kN*mV_{y,Ed} = 21.759 kNN_{c,Rd} = 5432.350 kN
= 2393.314 kNM_{y,Ed,max} = -54.300 kN*mM_{z,Ed,max} = 40.511 kN*m V_{y,T,Rd}N_{b,Rd} = 4561.674 kNM_{y,c,Rd} = 1085.937 kN*mM_{z,c,Rd} = 291.090 kN*mV_{z,Ed} = 13.878 kNM_{N,y,Rd} = 953.895 kN*mM_{N,z,Rd} = 291.090 kN*mV_{z,T,Rd} = 1186.338 kNT_{t,Ed} = 0.000 kN*m

Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

L_y = 3.74 mLam_y = 0.21L_{cr,y} = 3.74 mX_y = 1.00Lam_y = 17.82k_{zy} = 0.52

en z:

L_z = 3.74 mLam_z = 0.59L_{cr,z} = 3.74 mX_z = 0.84Lam_z = 51.63k_{zz} = 0.87**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.25 < 1.00 (6.2.4.(1))M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.14 < 1.00 (6.2.9.1.(2))(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.27} = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(6))V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM₀)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM₀)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**Lambda_y = 17.82 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 51.63 < Lambda_{max} = 210.00 STABLEN_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM₁) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM₁) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM₁) = 0.39 < 1.00 (6.3.3.(4))N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM₁) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM₁) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM₁) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))**Profil correct!!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 557 Poteau_557**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:ACIER E28 f_y = 275.000 MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

h=49.0 cm

gM₀=1.00gM₁=1.00

b=30.0 cm

A_y=150.74 cm²A_z=74.72 cm²A_x=197.54 cm²t_w=1.2 cmI_y=86974.80 cm⁴I_z=10367.10 cm⁴I_x=310.27 cm⁴

tf=2.3 cm

W_{ply}=3948.86 cm³W_{plz}=1058.51 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N _{Ed} = 1493.675 kN	My _{Ed} = -197.551 kN*m	Mz _{Ed} = 7.699 kN*m	Vy _{Ed} = 4.071 kN
N _{c,Rd} = 5432.350 kN	My _{Ed,max} = -197.551 kN*m		Mz _{Ed,max} = 7.699 kN*m Vy _{T,Rd}
= 2393.306 kN			
Nb _{Rd} = 4561.674 kN	My _{c,Rd} = 1085.937 kN*m	Mz _{c,Rd} = 291.090 kN*m	Vz _{Ed} = 102.973 kN
	MN _{y,Rd} = 927.059 kN*m	MN _{z,Rd} = 291.090 kN*m	Vz _{T,Rd} = 1186.336 kN
			Tt _{Ed} = 0.000 kN*m
			Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 3.74 m

Lcr,y = 3.74 m

Lamy = 17.82

Lam_y = 0.21

Xy = 1.00

kyy = 0.98



en z:

Lz = 3.74 m

Lcr,z = 3.74 m

Lamz = 51.63

Lam_z = 0.59

Xz = 0.84

kyz = 0.59

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.27 < 1.00 (6.2.4.(1))My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.21 < 1.00 (6.2.9.1.(2))Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.37} = 0.05 < 1.00 (6.2.9.1.(6))Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.09 < 1.00 (6.2.6-7)Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**Lambda_y = 17.82 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 51.63 < Lambda_{max} = 210.00 STABLEN_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))**Profil correct!!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 554 Poteau_554**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge déciséf: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

h=49.0 cm

b=30.0 cm

tw=1.2 cm

tf=2.3 cm

gM0=1.00

Ay=150.74 cm²Iy=86974.80 cm⁴Wply=3948.86 cm³

gM1=1.00

Az=74.72 cm²Iz=10367.10 cm⁴Wplz=1058.51 cm³Ax=197.54 cm²Ix=310.27 cm⁴**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N_{Ed} = 1493.984 kNN_{c,Rd} = 5432.350 kN

= 2393.306 kN

My_{Ed} = -16.104 kN*mMy_{Ed,max} = -187.711 kN*mMz_{Ed} = 7.708 kN*mVy_{Ed} = 4.076 kNMz_{Ed,max} = 7.708 kN*mVy_{T,Rd}

$N_{b,Rd} = 4561.674 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 1085.937 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 291.090 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 3.287 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 926.987 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 291.090 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 1186.336 \text{ kN}$
 $T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$
 $\lambda_{my} = 17.82$

$\lambda_{my} = 0.21$
 $\chi_y = 1.00$
 $\eta_{yy} = 0.98$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$
 $\lambda_{mz} = 51.63$

$\lambda_{mz} = 0.59$
 $\chi_z = 0.84$
 $\eta_{yz} = 0.59$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.38} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

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

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

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{my} = 17.82 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{mz} = 51.63 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + \eta_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + \eta_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.46 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + \eta_{yz} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + \eta_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 548 Poteau_548

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

$h = 49.0 \text{ cm}$
 $b = 30.0 \text{ cm}$
 $t_w = 1.2 \text{ cm}$
 $t_f = 2.3 \text{ cm}$

$g_{M0} = 1.00$
 $A_y = 150.74 \text{ cm}^2$
 $I_y = 86974.80 \text{ cm}^4$
 $W_{ply} = 3948.86 \text{ cm}^3$

$g_{M1} = 1.00$
 $A_z = 74.72 \text{ cm}^2$
 $I_z = 10367.10 \text{ cm}^4$
 $W_{plz} = 1058.51 \text{ cm}^3$

$A_x = 197.54 \text{ cm}^2$
 $I_x = 310.27 \text{ cm}^4$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 1166.837 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -150.132 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 33.679 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 18.419 \text{ kN}$
 $N_{c,Rd} = 5432.350 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = -174.656 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 33.679 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd}$
 $= 2393.306 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 4561.674 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 1085.937 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 291.090 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 77.700 \text{ kN}$
 $= 1186.336 \text{ kN}$ $M_{N,y,Rd} = 1003.988 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 291.090 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd}$

$T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$
 $\lambda_{my} = 17.82$
 $\lambda_{my} = 0.21$
 $X_y = 1.00$
 $k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$
 $\lambda_{mz} = 51.63$
 $\lambda_{mz} = 0.59$
 $X_z = 0.84$
 $k_{yz} = 0.61$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.07} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6-7)

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{my} = 17.82 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{mz} = 51.63 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME: **NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009**, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 577 Poteau_577

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$ **CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif: $13 \text{ G} + 0.3 \text{ Q} + \text{Ex} + 0.3 \text{ Ey}$ $(1+4) \cdot 1.00 + (2+5) \cdot 0.30$ **MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

$h = 44.0 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.00$ $g_{M1} = 1.00$
 $b = 30.0 \text{ cm}$ $A_y = 138.47 \text{ cm}^2$ $A_z = 65.78 \text{ cm}^2$ $A_x = 178.03 \text{ cm}^2$
 $t_w = 1.1 \text{ cm}$ $I_y = 63721.60 \text{ cm}^4$ $I_z = 9465.33 \text{ cm}^4$ $I_x = 244.61 \text{ cm}^4$
 $t_f = 2.1 \text{ cm}$ $W_{ply} = 3215.87 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 965.53 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 1283.270 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -172.476 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 7.637 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 4.059 \text{ kN}$
 $N_{c,Rd} = 4895.825 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = -172.476 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 7.637 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd}$
 $= 2198.494 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 4120.512 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 884.364 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 265.521 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 92.088 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 764.234 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 265.521 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 1044.474 \text{ kN}$
 $T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.74 m

Lcr,y = 3.74 m

Lamy = 19.77

Lam_y = 0.23

Xy = 0.99

ky = 0.98



en z:

Lz = 3.74 m

Lcr,z = 3.74 m

Lamz = 51.29

Lam_z = 0.59

Xz = 0.84

kyz = 0.59

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

 $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.4.(1)) $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.23 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.31} = 0.06 < 1.00$ (6.2.9.1.(6)) $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7) $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.6-7) $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6) $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

 $\lambda_{y} = 19.77 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 51.29 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4)) $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 574 Poteau_574

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.0 cm

b=30.0 cm

tw=1.1 cm

tf=2.1 cm

gM0=1.00

Ay=138.47 cm²Iy=63721.60 cm⁴Wply=3215.87 cm³

gM1=1.00

Az=65.78 cm²Iz=9465.33 cm⁴Wplz=965.53 cm³Ax=178.03 cm²Ix=244.61 cm⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 1283.528 kNN_{c,Rd} = 4895.825 kN

= 2198.494 kN

N_{b,Rd} = 4120.512 kNM_{y,Ed} = -17.758 kN*mM_{y,Ed,max} = -172.078 kN*mM_{y,c,Rd} = 884.364 kN*mM_{N,y,Rd} = 764.180 kN*mM_{z,Ed} = 7.643 kN*mM_{z,Ed,max} = 7.643 kN*mM_{z,c,Rd} = 265.521 kN*mM_{N,z,Rd} = 265.521 kN*mV_{y,Ed} = 4.063 kNM_{z,Ed,max} = 7.643 kN*m V_{y,T,Rd}V_{z,Ed} = 7.415 kNV_{z,T,Rd} = 1044.474 kNT_{t,Ed} = 0.000 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.74 m

Lcr,y = 3.74 m

Lamy = 19.77

Lam_y = 0.23

Xy = 0.99

ky = 0.98



en z:

Lz = 3.74 m

Lcr,z = 3.74 m

Lamz = 51.29

Lam_z = 0.59

Xz = 0.84

kyz = 0.59

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

 $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.4.(1)) $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.31} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6)) $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7) $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7) $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M1})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6) $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M1})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

 $\lambda_{y,Ed} = 19.77 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 51.29 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4)) $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 568 Poteau_568

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.0 cm

b=30.0 cm

tw=1.1 cm

tf=2.1 cm

gM0=1.00

Ay=138.47 cm²Iy=63721.60 cm⁴Wply=3215.87 cm³

gM1=1.00

Az=65.78 cm²Iz=9465.33 cm⁴Wplz=965.53 cm³Ax=178.03 cm²Ix=244.61 cm⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 996.261 kNN_{c,Rd} = 4895.825 kN

= 2198.494 kN

N_{b,Rd} = 4120.512 kNM_{y,Ed} = -134.840 kN*mM_{y,Ed,max} = -159.997 kN*mM_{y,c,Rd} = 884.364 kN*mM_{N,y,Rd} = 824.951 kN*mM_{z,Ed} = 35.847 kN*mM_{z,Ed,max} = 35.847 kN*mM_{z,c,Rd} = 265.521 kN*mM_{N,z,Rd} = 265.521 kN*mV_{y,Ed} = 19.526 kNM_{z,Ed,max} = 35.847 kN*m V_{y,T,Rd}V_{z,Ed} = 71.224 kNV_{z,T,Rd} = 1044.474 kNT_{t,Ed} = 0.000 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.23$	$L_z = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 0.59$
$\text{Lcr}_y = 3.74 \text{ m}$	$X_y = 0.99$	$\text{Lcr}_z = 3.74 \text{ m}$	$X_z = 0.84$
$\text{Lamy} = 19.77$	$k_{yy} = 0.99$	$\text{Lamz} = 51.29$	$k_{yz} = 0.61$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{C,Rd} = 0.20 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.02} = 0.16 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 19.77 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 51.29 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.46 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 597 Poteau_597

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

$h = 44.0 \text{ cm}$	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 30.0 \text{ cm}$	$A_y = 138.47 \text{ cm}^2$	$A_z = 65.78 \text{ cm}^2$	$A_x = 178.03 \text{ cm}^2$
$t_w = 1.1 \text{ cm}$	$I_y = 63721.60 \text{ cm}^4$	$I_z = 9465.33 \text{ cm}^4$	$I_x = 244.61 \text{ cm}^4$
$t_f = 2.1 \text{ cm}$	$W_{ply} = 3215.87 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 965.53 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 1071.179 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -188.694 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = 7.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,Ed} = 4.233 \text{ kN}$	
$N_{C,Rd} = 4895.825 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -188.694 \text{ kN} \cdot \text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 7.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,T,Rd}$
$N_{b,Rd} = 4120.512 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 884.364 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 265.521 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{z,Ed} = 98.021 \text{ kN}$	
	$M_{N,y,Rd} = 809.102 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 265.521 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1044.474 \text{ kN}$	
			$T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
			Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.23$
$\text{Lcr}_y = 3.74 \text{ m}$	$X_y = 0.99$
$\text{Lamy} = 19.77$	$k_{yy} = 0.98$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 0.59$
$\text{Lcr}_z = 3.74 \text{ m}$	$X_z = 0.84$
$\text{Lamz} = 51.29$	$k_{yz} = 0.61$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.09} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{bda,y} = 19.77 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 51.29 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 594 Poteau_594**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

h=44.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=138.47 cm²Az=65.78 cm²Ax=178.03 cm²

tw=1.1 cm

Iy=63721.60 cm⁴Iz=9465.33 cm⁴Ix=244.61 cm⁴

tf=2.1 cm

Wply=3215.87 cm³Wplz=965.53 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N_{Ed} = 1071.366 kNM_{y,Ed} = -25.091 kN*mM_{z,Ed} = 7.964 kN*mV_{y,Ed} = 4.235 kNN_{c,Rd} = 4895.825 kNM_{y,Ed,max} = -178.027 kN*mM_{z,Ed,max} = 7.964 kN*m V_{y,T,Rd}

= 2198.495 kN

N_{b,Rd} = 4120.512 kNM_{y,c,Rd} = 884.364 kN*mM_{z,c,Rd} = 265.521 kN*mV_{z,Ed} = 12.029 kNM_{N,y,Rd} = 809.062 kN*mM_{N,z,Rd} = 265.521 kN*mV_{z,T,Rd} = 1044.474 kNT_{t,Ed} = 0.000 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

L_y = 3.74 mL_{am,y} = 0.23L_{cr,y} = 3.74 mX_y = 0.99L_{amy} = 19.77k_{yy} = 0.99

en z:

L_z = 3.74 mL_{am,z} = 0.59L_{cr,z} = 3.74 mX_z = 0.84L_{amz} = 51.29k_{yz} = 0.61**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.22 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.09} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{b,y} = 19.77 < \lambda_{b,max} = 210.00$ $\lambda_{b,z} = 51.29 < \lambda_{b,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.39 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 588 Poteau_588**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisiif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:ACIER E28 $f_y = 275.000$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

$h = 44.0$ cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 30.0$ cm	$A_y = 138.47$ cm ²	$A_z = 65.78$ cm ²	$A_x = 178.03$ cm ²
$t_w = 1.1$ cm	$I_y = 63721.60$ cm ⁴	$I_z = 9465.33$ cm ⁴	$I_x = 244.61$ cm ⁴
$t_f = 2.1$ cm	$W_{ply} = 3215.87$ cm ³	$W_{plz} = 965.53$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 827.010$ kN	$M_{y,Ed} = -149.380$ kN*m	$M_{z,Ed} = 39.667$ kN*m	$V_{y,Ed} = 21.357$ kN
$N_{c,Rd} = 4895.825$ kN	$M_{y,Ed,max} = -170.131$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 39.667$ kN*m
$N_{b,Rd} = 4120.512$ kN	$M_{y,c,Rd} = 884.364$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 265.521$ kN*m	$V_{y,T,Rd}$
	$M_{N,y,Rd} = 860.756$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 265.521$ kN*m	$V_{z,Ed} = 78.249$ kN
			$V_{z,T,Rd} = 1044.474$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.000$ kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 3.74$ m	$\lambda_{m,y} = 0.23$
$L_{cr,y} = 3.74$ m	$\chi_y = 0.99$
$\lambda_{m,y} = 19.77$	$k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 3.74$ m	$\lambda_{m,z} = 0.59$
$L_{cr,z} = 3.74$ m	$\chi_z = 0.84$
$\lambda_{m,z} = 51.29$	$k_{yz} = 0.63$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 19.77 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 51.29 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 617 Poteau_617

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.0 cm

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

b=30.0 cm

$A_y=138.47 \text{ cm}^2$

$A_z=65.78 \text{ cm}^2$

$A_x=178.03 \text{ cm}^2$

$t_w=1.1 \text{ cm}$

$I_y=63721.60 \text{ cm}^4$

$I_z=9465.33 \text{ cm}^4$

$I_x=244.61 \text{ cm}^4$

$t_f=2.1 \text{ cm}$

$W_{ply}=3215.87 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=965.53 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 856.387 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = -190.388 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{z,Ed} = 8.050 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_{y,Ed} = 4.312 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 4895.825 \text{ kN}$

$M_{y,Ed,max} = -190.388 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{z,Ed,max} = 8.050 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{y,T,Rd}$

$= 2198.495 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 4120.512 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 884.364 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 265.521 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_{z,Ed} = 103.819 \text{ kN}$

$M_{N,y,Rd} = 854.541 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{N,z,Rd} = 265.521 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{z,T,Rd} = 1044.474 \text{ kN}$

$T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$

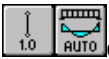
$\lambda_{m,y} = 0.23$

$L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$

$X_y = 0.99$

$\lambda_{m,y} = 19.77$

$k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$

$\lambda_{m,z} = 0.59$

$L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$

$X_z = 0.84$

$\lambda_{m,z} = 51.29$

$k_{yz} = 0.63$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 19.77 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 51.29 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 614 Poteau_614**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

h=44.0 cm

g_{M0}=1.00g_{M1}=1.00

b=30.0 cm

A_y=138.47 cm²A_z=65.78 cm²A_x=178.03 cm²t_w=1.1 cmI_y=63721.60 cm⁴I_z=9465.33 cm⁴I_x=244.61 cm⁴t_f=2.1 cmW_{ply}=3215.87 cm³W_{plz}=965.53 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N_{Ed} = 856.512 kNM_{y,Ed} = -30.247 kN*mM_{z,Ed} = 8.050 kN*mV_{y,Ed} = 4.312 kNN_{c,Rd} = 4895.825 kNM_{y,Ed,max} = -197.997 kN*mM_{z,Ed,max} = 8.050 kN*m V_{y,T,Rd}

= 2198.495 kN

N_{b,Rd} = 4120.512 kNM_{y,c,Rd} = 884.364 kN*mM_{z,c,Rd} = 265.521 kN*mV_{z,Ed} = 16.117 kNM_{N,y,Rd} = 854.515 kN*m M_{N,z,Rd} = 265.521 kN*mV_{z,T,Rd} = 1044.474 kNT_{t,Ed} = 0.000 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

L_y = 3.74 mL_{am,y} = 0.23L_{cr,y} = 3.74 mX_y = 0.99L_{am,y} = 19.77k_{yy} = 0.99

en z:

L_z = 3.74 mL_{am,z} = 0.59L_{cr,z} = 3.74 mX_z = 0.84L_{am,z} = 51.29k_{yz} = 0.63**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y,y} = 19.77 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z,z} = 51.29 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 608 Poteau_608

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=244.61 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3215.87 cm ³	Wplz=965.53 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 657.595$ kN	$M_{y,Ed} = -155.926$ kN*m	$M_{z,Ed} = 42.082$ kN*m	$V_{y,Ed} = 22.785$ kN
$N_{c,Rd} = 4895.825$ kN	$M_{y,Ed,max} = -187.773$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 42.082$ kN*m
$= 2198.495$ kN			$V_{y,T,Rd}$
$N_{b,Rd} = 4120.512$ kN	$M_{y,c,Rd} = 884.364$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 265.521$ kN*m	$V_{z,Ed} = 84.403$ kN
	$MN_{y,Rd} = 884.364$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 265.521$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1044.474$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.000$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.74$ m	$\Lambda_{m,y} = 0.23$
$L_{cr,y} = 3.74$ m	$X_y = 0.99$
$\Lambda_{m,y} = 19.77$	$k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 3.74$ m	$\Lambda_{m,z} = 0.59$
$L_{cr,z} = 3.74$ m	$X_z = 0.84$
$\Lambda_{m,z} = 51.29$	$k_{yz} = 0.64$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.19 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y,y} = 19.77 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z,z} = 51.29 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 637 Poteau_637

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 641.571 kN	My,Ed = -161.943 kN*m	Mz,Ed = 7.359 kN*m	Vy,Ed = 3.953 kN
Nc,Rd = 4371.950 kN	My,Ed,max = -161.943 kN*m		Mz,Ed,max = 7.359 kN*m Vy,T,Rd
= 2003.685 kN			
Nb,Rd = 3687.935 kN	My,c,Rd = 704.495 kN*m	Mz,c,Rd = 240.037 kN*m	Vz,Ed = 89.820 kN
	MN,y,Rd = 700.160 kN*m	MN,z,Rd = 240.037 kN*m	Vz,T,Rd = 910.234 kN
			Tt,Ed = 0.000 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.74 m	Lam_y = 0.26
Lcr,y = 3.74 m	Xy = 0.99
Lamy = 22.21	ky = 0.99



en z:

Lz = 3.74 m	Lam_z = 0.59
Lcr,z = 3.74 m	Xz = 0.84
Lamz = 50.96	kyz = 0.64

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 22.21 < Lambda,max = 210.00	Lambda,z = 50.96 < Lambda,max = 210.00	STABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.40 < 1.00 (6.3.3.(4))		
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.32 < 1.00 (6.3.3.(4))		

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 634 Poteau_634

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 641.608 kN	My _{Ed} = -27.603 kN*m	Mz _{Ed} = 7.356 kN*m	Vy _{Ed} = 3.951 kN
N _{c,Rd} = 4371.950 kN	My _{Ed,max} = -174.037 kN*m		Mz _{Ed,max} = 7.356 kN*m Vy _{T,Rd}
= 2003.685 kN			
N _{b,Rd} = 3687.935 kN	My _{c,Rd} = 704.495 kN*m	Mz _{c,Rd} = 240.037 kN*m	Vz _{Ed} = 15.267 kN
	MN _{y,Rd} = 700.153 kN*m	MN _{z,Rd} = 240.037 kN*m	Vz _{T,Rd} = 910.234 kN
			Tt _{Ed} = 0.000 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.74 m	Lam_y = 0.26
Lcr,y = 3.74 m	Xy = 0.99
Lamy = 22.21	ky = 0.99



en z:

Lz = 3.74 m	Lam_z = 0.59
Lcr,z = 3.74 m	Xz = 0.84
Lamz = 50.96	kyz = 0.64

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.15 < 1.00 (6.2.4.(1))
My _{Ed} /MN _{y,Rd} = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz _{Ed} /MN _{z,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My _{Ed} /MN _{y,Rd}) ^{2.00} + (Mz _{Ed} /MN _{z,Rd}) ^{1.00} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy _{Ed} /Vy _{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz _{Ed} /Vz _{T,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau _{ty,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau _{tz,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda _y = 22.21 < Lambda _{max} = 210.00	Lambda _z = 50.96 < Lambda _{max} = 210.00	STABLE
N _{Ed} /(Xy*N _{Rk} /gM1) + kyy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kyz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))		
N _{Ed} /(Xz*N _{Rk} /gM1) + kzy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kzz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.33 < 1.00 (6.3.3.(4))		

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 628 Poteau_628

POINT: 1

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

CHARGEMENTS:

Cas de charge déciséf: $13 G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey$ $(1+4)*1.00 + (2+5)*0.30$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h = 39.0$ cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 30.0$ cm	$A_y = 126.20$ cm ²	$A_z = 57.33$ cm ²	$A_x = 158.98$ cm ²
$t_w = 1.1$ cm	$I_y = 45069.40$ cm ⁴	$I_z = 8563.83$ cm ⁴	$I_x = 189.76$ cm ⁴
$t_f = 1.9$ cm	$W_{ply} = 2561.80$ cm ³	$W_{plz} = 872.86$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 490.362$ kN	$M_{y,Ed} = -124.194$ kN*m	$M_{z,Ed} = 41.091$ kN*m	$V_{y,Ed} = 22.274$ kN
$N_{c,Rd} = 4371.950$ kN	$M_{y,Ed,max} = -154.234$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 41.091$ kN*m
$N_{b,Rd} = 3687.935$ kN	$M_{y,c,Rd} = 704.495$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 240.037$ kN*m	$V_{y,T,Rd}$
	$MN_{y,Rd} = 704.495$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 240.037$ kN*m	$V_{z,Ed} = 67.566$ kN
			$V_{z,T,Rd} = 910.234$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.000$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.74$ m	$\lambda_{m,y} = 0.26$
$L_{cr,y} = 3.74$ m	$X_y = 0.99$
$\lambda_{m,y} = 22.21$	$k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 3.74$ m	$\lambda_{m,z} = 0.59$
$L_{cr,z} = 3.74$ m	$X_z = 0.84$
$\lambda_{m,z} = 50.96$	$k_{yz} = 0.65$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 22.21 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 50.96 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE:657 Poteau_657

POINT:1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif:13 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+4)*1.00+(2+5)*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=126.20 cm²Az=57.33 cm²Ax=158.98 cm²

tw=1.1 cm

Iy=45069.40 cm⁴Iz=8563.83 cm⁴Ix=189.76 cm⁴

tf=1.9 cm

Wply=2561.80 cm³Wplz=872.86 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 428.664 kN

My,Ed = -168.487 kN*m

Mz,Ed = 7.210 kN*m

Vy,Ed = 3.855 kN

Nc,Rd = 4371.950 kN

My,Ed,max = -168.487 kN*m

Mz,Ed,max = 7.210 kN*m Vy,T,Rd

= 2003.686 kN

Nb,Rd = 3687.935 kN

My,c,Rd = 704.495 kN*m

Mz,c,Rd = 240.037 kN*m

Vz,Ed = 86.091 kN

MN,y,Rd = 704.495 kN*m

MN,z,Rd = 240.037 kN*m

Vz,T,Rd = 910.234 kN

Tt,Ed = 0.000 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.74 m

Lam_y = 0.26

Lcr,y = 3.74 m

Xy = 0.99

Lamy = 22.21

ky = 0.99



en z:

Lz = 3.74 m

Lam_z = 0.59

Lcr,z = 3.74 m

Xz = 0.84

Lamz = 50.96

kyz = 0.66

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

 $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1)) $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00$ (6.2.9.1.(6)) $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7) $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.6-7) $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6) $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

 $\lambda_{y} = 22.21 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 50.96 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.36 < 1.00$ (6.3.3.(4)) $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE:654 Poteau_654

POINT:1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $13 G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y \quad (1+4)*1.00 + (2+5)*0.30$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400**

$h=39.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=126.20 \text{ cm}^2$	$A_z=57.33 \text{ cm}^2$	$A_x=158.98 \text{ cm}^2$
$t_w=1.1 \text{ cm}$	$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$	$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$	$I_x=189.76 \text{ cm}^4$
$t_f=1.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=2561.80 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=872.86 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 428.627 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -30.656 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 7.203 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 3.849 \text{ kN}$	
$N_{c,Rd} = 4371.950 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -153.587 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 7.203 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd}$
$= 2003.686 \text{ kN}$				
$N_{b,Rd} = 3687.935 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 704.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 240.037 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 16.878 \text{ kN}$	
	$MN_{y,Rd} = 704.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 240.037 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 910.234 \text{ kN}$	
			$T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
			Classe de la section = 1	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.26$
$L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$	$X_y = 0.99$
$\text{Lam}_y = 22.21$	$k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 0.59$
$L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$	$X_z = 0.84$
$\text{Lam}_z = 50.96$	$k_{yz} = 0.66$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 22.21 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 50.96 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.34 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 648 Poteau_648

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $13 G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y \quad (1+4)*1.00 + (2+5)*0.30$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h=39.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=126.20 \text{ cm}^2$	$A_z=57.33 \text{ cm}^2$	$A_x=158.98 \text{ cm}^2$
$t_w=1.1 \text{ cm}$	$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$	$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$	$I_x=189.76 \text{ cm}^4$
$t_f=1.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=2561.80 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=872.86 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 326.210 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -130.209 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 41.875 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 22.064 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 4371.950 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -148.690 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 41.875 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{b,Rd} = 3687.935 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 704.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 240.037 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd}$
	$MN_{y,Rd} = 704.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 240.037 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 69.704 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 910.234 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.26$
$L_{cr,y} = 3.74 \text{ m}$	$X_y = 0.99$
$\text{Lam}_y = 22.21$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 3.74 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 0.59$
$L_{cr,z} = 3.74 \text{ m}$	$X_z = 0.84$
$\text{Lam}_z = 50.96$	$k_{yz} = 0.66$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.21 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_y = 22.21 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ $\text{Lambda}_z = 50.96 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 677 Poteau_677

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 G+0.3Q-Ex-0.3Ey 1*1.00+2*0.30+4*-1.00+5*-0.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.000 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 101.924 kN	My _{Ed} = 27.764 kN*m	Mz _{Ed} = -6.835 kN*m	Vy _{Ed} = -3.827 kN
N _{c,Rd} = 4371.950 kN	My _{Ed,max} = 277.986 kN*m		Mz _{Ed,max} = -8.038 kN*m Vy _{T,Rd}
= 2003.688 kN			
N _{b,Rd} = 3687.935 kN	My _{c,Rd} = 704.495 kN*m	Mz _{c,Rd} = 240.037 kN*m	Vz _{Ed} = -15.865 kN
	MN _{y,Rd} = 704.495 kN*m	MN _{z,Rd} = 240.037 kN*m	Vz _{T,Rd} = 910.234 kN
			Tt _{Ed} = -0.000 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 3.74 m	Lam_y = 0.26
Lcr,y = 3.74 m	Xy = 0.99
Lamy = 22.21	kyy = 1.00



en z:

Lz = 3.74 m	Lam_z = 0.59
Lcr,z = 3.74 m	Xz = 0.84
Lamz = 50.96	kyz = 0.69

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My _{Ed} /MN _{y,Rd} = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz _{Ed} /MN _{z,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My _{Ed} /MN _{y,Rd}) ^{2.00} + (Mz _{Ed} /MN _{z,Rd}) ^{1.00} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy _{Ed} /Vy _{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz _{Ed} /Vz _{T,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau _{ty,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau _{tz,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda _y = 22.21 < Lambda _{max} = 210.00	Lambda _z = 50.96 < Lambda _{max} = 210.00	STABLE
N _{Ed} /(Xy*N _{Rk} /gM1) + kyy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kyz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))		
N _{Ed} /(Xz*N _{Rk} /gM1) + kzy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kzz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.26 < 1.00 (6.3.3.(4))		

Profil correct!!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 677 Poteau_677**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 14 G+0.3Q-Ex-0.3Ey 1*1.00+2*0.30+4*-1.00+5*-0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.000 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00
-----------	----------	----------

b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 101.924 kN	M _{y,Ed} = 27.764 kN*m	M _{z,Ed} = -6.835 kN*m	V _{y,Ed} = -3.827 kN
N _{c,Rd} = 4371.950 kN	M _{y,Ed,max} = 277.986 kN*m		M _{z,Ed,max} = -8.038 kN*m V _{y,T,Rd}
= 2003.688 kN			
N _{b,Rd} = 3687.935 kN	M _{y,c,Rd} = 704.495 kN*m	M _{z,c,Rd} = 240.037 kN*m	V _{z,Ed} = -15.865 kN
	MN _{y,Rd} = 704.495 kN*m	MN _{z,Rd} = 240.037 kN*m	V _{z,T,Rd} = 910.234 kN
			T _{t,Ed} = -0.000 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

L _y = 3.74 m	Lam _y = 0.26
L _{cr,y} = 3.74 m	X _y = 0.99
Lam _y = 22.21	k _{yy} = 1.00



en z:

L _z = 3.74 m	Lam _z = 0.59
L _{cr,z} = 3.74 m	X _z = 0.84
Lam _z = 50.96	k _{yz} = 0.69

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$\begin{aligned}
 N_{Ed}/N_{c,Rd} &= 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1)) \\
 M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} &= 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\
 M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} &= 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\
 (M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} &= 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6)) \\
 V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7) \\
 V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} &= 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7) \\
 \tau_{ty,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M1})) &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6) \\
 \tau_{tz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M1})) &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)
 \end{aligned}$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\begin{aligned}
 \lambda_{y,y} &= 22.21 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{y,z} = 50.96 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \text{STABLE} \\
 N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) &= 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4)) \\
 N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) &= 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))
 \end{aligned}$$

Profil correct!!!

5.2.3. Vérification vis-à-vis du déversement :

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times \overline{\lambda_z} \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$
- β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Exemple de calcul

On doit d'abord vérifier que : $\overline{\lambda_{LT}} < 0.4$

Avec :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Sachant que : $\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}}$

$$\lambda_{LT} = 30,68$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 0.35 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement.}$$

5.3. Verification de la poutre principale au déversement

La valeur maximale du moment obtenue après l'étude dynamique dans les poutres

$M_{max} = 481,55 \text{ KN.m}$ est inférieure à celle calculée manuellement dans le chapitre II

$M_{max} = 604,06 \text{ KN.m}$, donc la vérification des poutres n'est pas nécessaire.

CHAPITRE 06

ETUDE DES

ASSEMBLAGES

6. CHAPITRE 6 : Etude des assemblages

6.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement.

- **Fonctionnement par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance. Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poteau-poteau
- Noyau central-poutre
- Pied de poteau

6.2. Assemblage poutre – solive

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

- Poutre **HEA 450**

$$h = 440mm ; b = 300mm ; t_w = 11,5mm ; t_f = 21mm ; A = 178cm^2$$

- Solive **IPE 180**

$$h = 180mm ; b = 91mm ; t_w = 5,3mm ; t_f = 8mm ; A = 23,9cm^2$$

Les efforts maximaux à prendre $V_{sd} = 58,2KN$

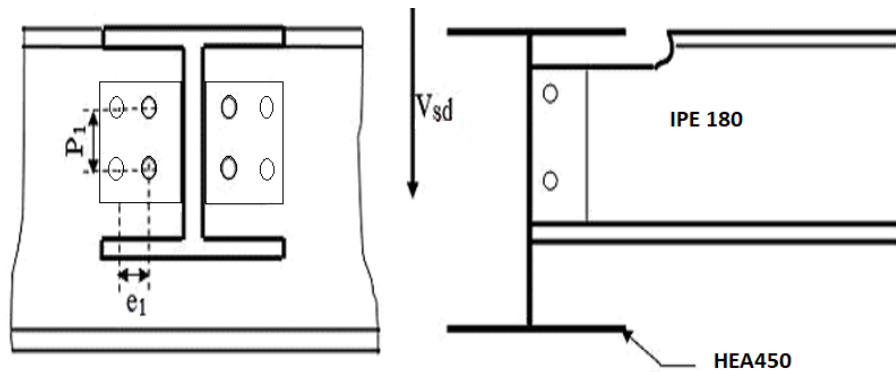


Figure 6.1 : Schéma d'assemblage poutre- solive

a) Le choix des boulons :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10mm \dots\dots\dots d = (12; 14)mm$$

$$10 \leq t \leq 25mm \dots\dots\dots d = (16; 20; 24)mm$$

$$t \geq 25mm \dots\dots\dots d = (24; 27; 30)mm$$

On choisit **4 boulons** de diamètre de **16 mm (M16)** de classe **4.6**

$$M16 \Rightarrow d = 16mm \quad d_0 = 18mm$$

b) Disposition constructive des boulons

$$1, 2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150mm) \rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 150mm$$

$$2, 2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200mm) \rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 112mm$$

$$1, 5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150mm) \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 150mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 150mm) \rightarrow 21,6 \leq p_2 \leq 112mm$$

D'où :

$$p_1 = p_2 = 70mm$$

$$e_1 = e_2 = 40mm$$

c) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} > V_{sd}$

$$F_{v,rd} = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 400N/mm^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 157mm^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction : } \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} = 0,6 \times 400 \times \frac{157}{1,25} = 30,14KN$$

Les boulons travaillent au double cisaillement, donc :

$$F_{v,rd} = 2 \times 30,14 = 60,28KN > V_{sd} = 58,2KN$$

Donc la condition est vérifiée.

d) Vérification de la pression diamétrale :

On une cornière 80x50x5

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times F_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$d = 16mm, d_0 = 18mm, t = 5mm, \gamma_{Mb} = 1,25, F_u = 430N/mm^2, P_1 = 60mm, e_1 = 40mm$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{P_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u}, 1 \right\}$$

Donc :

$$\alpha = \min(0,74; 1,04; 0,93, 1)$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 0,74 \times 430 \times 16 \times \frac{5}{1,25} \times 10^{-3} = 50,91kN$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 29,1kN$$

$$F_{v,sd} = 29,1kN < F_{b,rd} = 50,91kN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6.3. Assemblage Noyau central-poutre

Lorsque la structure porteuse comporte des éléments en béton armé (noyau central) ; il arrive fréquemment que les poutres métallique (sommiers ou solives) doivent s'y appuyer. Il existe différents moyens de fixations pour réaliser ces appuis, qu'il est possible de classer en fonction de l'importance de efforts verticaux à transmettre.

L'interaction entre le béton et les profilés en acier c'est un problème pratique ; Dans notre cas on a choisi la méthode d'encrage d'un profilé en acier.

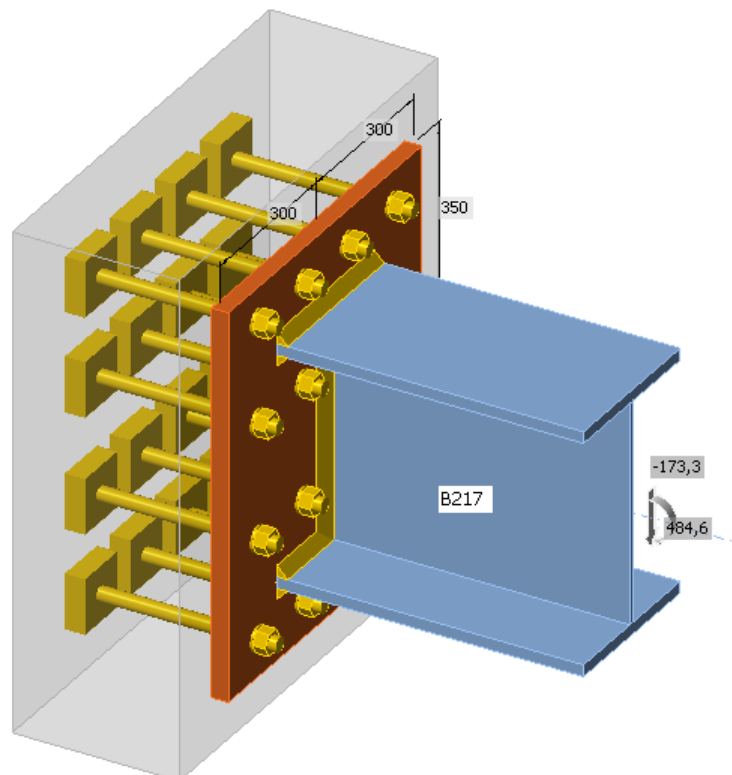


Figure 6.2 : schéma d'assemblage noyau central-poutre

a) Le choix des tiges

On choisit 16 tiges (totales) de diamètre de 27 mm (M27) de classe 6.8

M27 $\Rightarrow d = 27\text{mm}$ $d_0 = 30\text{mm}$

b) Disposition constructive des tiges

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 36 \leq e_1 \leq 252\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 66 \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 45 \leq e_2 \leq 252\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 150\text{mm}) \rightarrow 90 \leq p_2 \leq 150\text{mm}$$

D'où :

$$p_1 = 180\text{mm}; p_2 = 140\text{mm}$$

$$e_1 = 60\text{mm}; e_2 = 90\text{mm}$$

On a choisi une platine de (600x700x30) mm

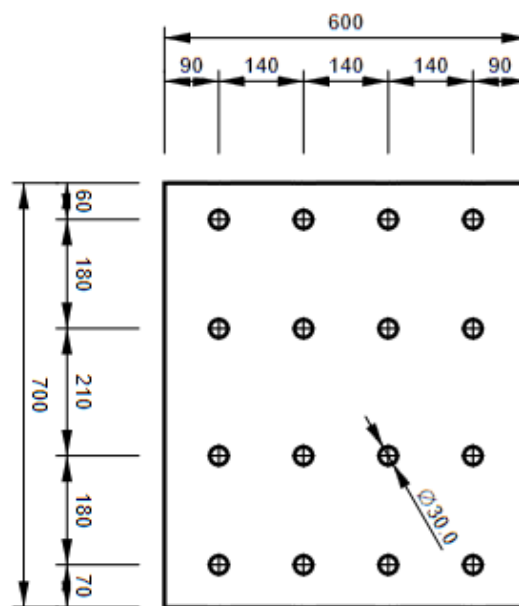


Figure 6.3: Disposition des tiges

c) Vérification de la résistance

L'effort qui sollicite la tige est un effort incliné (traction et cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot m (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{msult}}; K_s = 1; \mu = 0,3; \gamma_{msult} = 1,25$$

$$F_{tsd} = F_{M1}$$

Avec F_{tsd} : effort de traction

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b}$$

Avec F_{vsd} : effort de cisaillement

$$F_p = 0,7 F_{ub} \cdot A_s$$

Avec F_p : précontrainte

$$n_b: \text{nombre des tiges } n_b = 16$$

$$n_f: \text{nombre des files } n_f = 4$$

$$n_p: \text{nombre des plans de cisaillement } n_p = 1$$

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ROBOT**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = -484,59 \text{ KN.m}$
- Un effort tranchant : $V_{sd} = 173,31 \text{ KN}$

❖ **Remarque**

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

• **Détermination de l'effort max FM1 dans les boulons**

Nous considérons uniquement les tiges tendues c'est-à-dire les 8 rangées (horizontales) supérieures, soient :

- **Calcul de la hauteur de la partie comprimée :**

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 21 \sqrt{\frac{300}{11,5}} = 107,25 \text{ mm}$$

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_{max}}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 640 \text{ mm}, d_2 = 460 \text{ mm}, d_3 = 250 \text{ mm}, d_4 = 70 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 688600 \text{ mm}^2$$

$$F_{M1} = 112,59 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,7 \times 600 \times 459 = 192,78 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 10,83 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 10,83 \text{ KN} \leq F_{srd} = 24,64 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

d) **Vérification de la soudure**

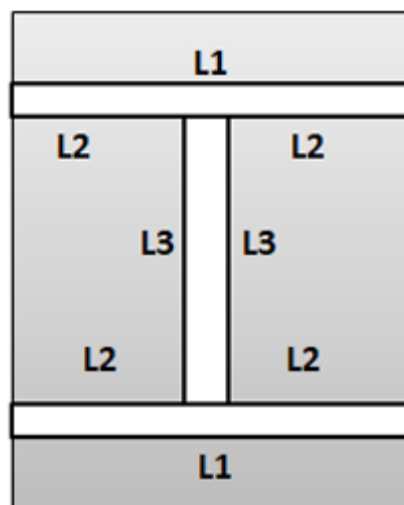


Figure 6.4 : Soudure poutre sur la platine

Tableau 6.1 : Caractéristiques géométriques

h (mm)	t_f (mm)	l_1 (mm)	l_2 (mm)	l_3 (mm)	γ_{mw}	B_w	a (mm)	f_u(Mpa)	Nuance
440	21	300	144,25	398	1,3	0,85	14	430	S275

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V_{sd} = 173,31 \text{ kN}$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times B_w \times \gamma_{mw}} = \frac{\sqrt{2} \times 398 \times 14 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,3} = 1770,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 173,31 \text{ kN} < V_{adm} = 1770,40 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification du moment**

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M_{sd} = 484,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_s \times f_u}{B_w \times \gamma_{mw} \times h} = \frac{\sqrt{2} \times 726,46 \times 430}{0,85 \times 1,3 \times 440} = 908,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 484,59 \text{ kN.m} < M_{adm} = 908,61 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

NB : Les logiciels Autodesk Robot et IDEA StatiCa ont été utilisés pour le reste des assemblages (pied de poteau, poteau-poteau, poutre-poteau), lesquels sont présentés en annexe 09.

CHAPITRE 07

CALCUL DES VOILES

7. Chapitre 07 : Calcul des voiles :

7.1. La structure a noyau central :

Le noyau central en béton armé est un élément structural vertical monolithique, généralement coulé in situ, qui regroupe des voiles porteurs agencés en U, L ou en boîte fermée. Il constitue le système principal de contreventement des bâtiments en hauteur. Ce dernier est dimensionné pour résister principalement aux efforts horizontaux (action sismiques et actions du vent), en plus de reprendre une partie des charges gravitaires.

- **Avantage :**

Le noyau central constitue un élément fondamental de contreventement vertical, assurant la stabilité latérale du bâtiment par sa haute rigidité. Il limite les déplacements horizontaux et optimise la rigidité globale de la structure. Il regroupe également les circulations verticale (escalier, ascenseurs) ainsi que les réseaux techniques, créant une enceinte protégée. En cas d'incendie, ce noyau joue un rôle crucial en formant une zone refuge résistant au feu, garantissant l'évacuation sécurisée des occupants et limitant la propagation des flammes et des fumées (entre les étages.

- **Inconvénients :**

Ce type de structure entraine un cout plus élevé en raison de la complexité des coffrages, de la quantité importante d'armatures, et du besoin de main d'œuvre spécialisé

7.2. Vérification analytique de l'effet noyau :

Système a contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité a la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y sont inférieur au rayon de giration, l_s , du plancher selon la condition (cf.Eqn. 3.17).

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ \text{et} \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

- r_x et r_y représentent, respectivement les rayons de torsion suivant x et y.
- l_s : rayon de giration massique en plan qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesure par rapport au centre de gravité de ce plancher, divise par la masse de ce plancher (cf.Eqn. 3.22).

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}}$$

Où

- I_p : moment d'inertie polaire du plancher.
- m : masse totale du plancher.

Tableau 7.1 : résultats de la vérification analytique de l'effet de noyau.

$e_{0x,i}$	$e_{0y,i}$	$\Delta d_{x,C,i}$	$\Delta d_{y,C,i}$	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$e_{0x,i} / 0.3r_{x,i}$	$e_{0y,i} / 0.3r_{y,i}$	$L_s/r_{x,i}$	$L_s/r_{y,i}$
m	m	mm	mm	m	m				
0,00	-0,01	2260	1156	40,01	55,94	0,00	0,00	0,228	0,163
0,00	0,02	2294	1172	28,96	40,51	0,00	0,00	0,306	0,219
0,00	0,04	2313	1182	23,69	33,15	0,00	0,00	0,374	0,267
0,00	0,04	2307	1178	20,46	28,63	0,00	0,00	0,433	0,309
0,00	0,04	2264	1158	18,13	25,36	0,00	0,01	0,489	0,349
0,00	0,05	2176	1116	16,24	22,68	0,00	0,01	0,546	0,391
0,00	0,05	6815	4003	13,52	17,65	0,00	0,01	0,656	0,503
0,00	0,05	4786	2955	13,20	16,79	0,00	0,01	0,672	0,528
0,00	0,05	2966	2003	13,29	16,17	0,00	0,01	0,668	0,549
0,00	0,04	1453	1184	15,01	16,63	0,00	0,01	0,931	0,841
0,00	0,04	512	462	14,74	15,52	0,00	0,01	0,955	0,907

La condition est vérifiée dans les 2 sens, le système de contreventement présente un effet de noyau.

7.3. Prédimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par (l'article 7.7 de **RPA2024**).

D'après cet article, un voile est considéré comme tel si la condition dimensionnelle suivante est satisfaite.

- **Epaisseur minimale :**

$$b_w \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{h_e}{20}\} \quad (\text{Art: 7.7.[10]})$$

b_w : Epaisseur minimale.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

Pour notre étude nous avons:

- Pour les 2 sous sol: $h_e = 2,72\text{m}$

$$b_w \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{272}{20} = 13,6\text{ cm}\}$$
- Pour le RDC et le 1^{er} étage : $h_e = 4,06\text{ m}$

$$b_w \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{406}{20} = 19,33\text{ cm}\}$$
- Pour le 2^{ème} étage jusqu'à la terrasse : $h_e = 3,74\text{ m}$

$$b_w \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{374}{20} = 18,7\text{ cm}\}$$

Donc on opte pour des voiles de 30cm pour notre noyau et une épaisseur de 20cm pour les autres voiles.

- **Longueur minimale :**

$$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{m})$$

Avec :

l_w : Longueur du voile.

b_w : Epaisseur minimale.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

- **Pour notre étude nous avons :**

- Pour les 2 sous sol: $h_e = 2,72\text{m}$

$$l_w \geq \max\left(\frac{2,72}{3}; 4 \times 0,3; 1m\right) \Rightarrow l_w \geq \max(0,9; 1,2; 1)$$

$$l_w \geq \max\left(\frac{2,72}{3}; 4 \times 0,2; 1m\right) \Rightarrow l_w \geq \max(0,9; 0,8; 1)$$

- Pour le RDC et le 1^{er} étage : $h_e = 4,06$ m

$$l_w \geq \max\left(\frac{4,06}{3}; 4 \times 0,3; 1m\right) \Rightarrow l_w \geq \max(1,35; 1,2; 1)$$

- Pour le 2^{ème} étage jusqu'à la terrasse : $h_e = 3,74$ m

$$l_w \geq \max\left(\frac{3,74}{3}; 4 \times 0,3; 1m\right) \Rightarrow l_w \geq \max(1,24; 1,2; 1)$$

7.4. Classification des voiles :

Les voiles élancées correspondent à : $\frac{h_w}{l_w} > 2$

$$h_w = 41,82m; \quad l_w = 10,8 \quad \Rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{41,82}{10,8} = 3,87 > 2$$

Voile élancée donc nécessite une hauteur critique

7.5. Evaluation de la hauteur critique (h_{cr}) :

La hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right) \dots\dots\dots(7.22)$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \dots\dots\dots(7.23)$$

$$l_w = 10,8 \text{ m}; \quad h_w = 41,82 \text{ m}; \quad h_e = 4,08 \text{ m}$$

$$h_{cr} = \max\left(10,8; \frac{41,82}{6} = 6,97\right) \Rightarrow h_{cr} = 10,8 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 21,6 \\ 8,16 : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 8,16 < 10,8 \Rightarrow h_{cr} = 8,16 \text{ m}$$

7.6. Ferraillage des voiles :

7.6.1. Voile 1: Les efforts et moment max :

Tableau 7.2 : efforts et moment max.

Niv	Voile	Combinaison	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
RDC	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-22108,8634	-19196,672	-41,1443	-34,1357	-77155,319	-212721,0069
1 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-19847,9953	-18647,4974	-24,1277	-49,4957	-74284,6702	-183885,4496
2 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-17632,0873	-17345,5027	-96,0451	-121,3772	-68190,8532	-155555,5841
3 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-15649,0664	-16550,6208	-88,1609	-118,8549	-56713,1037	-132830,212
4 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-13662,0947	-15516,0261	-84,174	-113,4059	-45385,4483	-110906,8816
5 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-11683,6568	-14296,1672	-78,2377	-106,658	-34927,3631	-90006,8616
6 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-9700,5194	-12852,6885	-71,8142	-99,5301	-25442,6098	-70247,1741
7 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-7749,4873	-11156,4442	-62,5629	-91,6525	-17109,3766	-51855,0537
8 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-5800,7417	-9130,0641	-54,6091	-82,1257	-10043,4527	-35077,5777
9 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-3897,6685	-6591,1613	-40,7005	-65,4915	-4535,8225	-20234,1913
10 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-2085,7546	-3429,4757	-26,7946	-38,2583	-1088,7344	-8137,4832

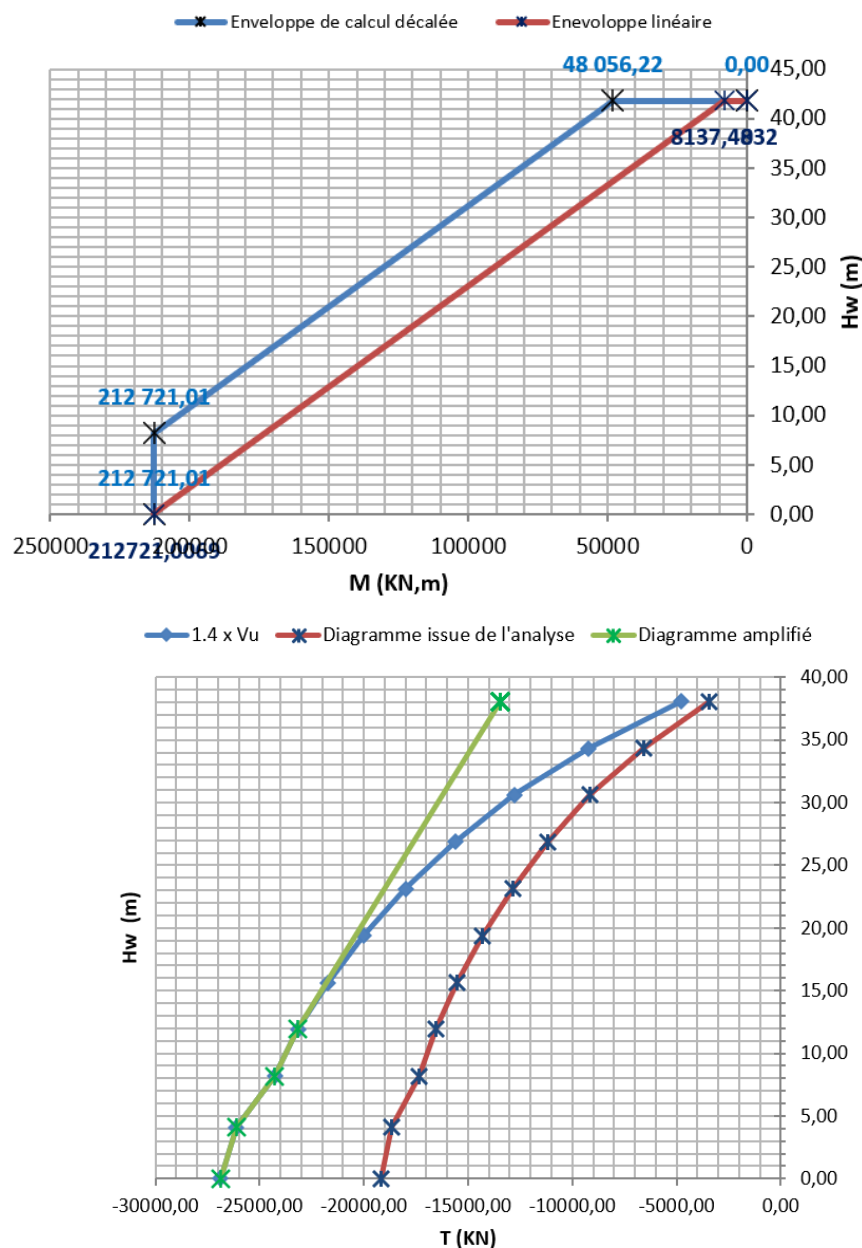


Figure 7.1 : enveloppe du diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :
7.6.1.1. Calcul du ferrailage :

Tableau 7.3 : efforts et moment amplifiée

Niv	Voile	Combinaison	N(KN)	V2(KN)	M3(KNm)
RDC	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-22108,8634	-26875,34	-212721,0069
1 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-19847,9953	-26106,50	-212721,0069
2 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-17632,0873	-24283,70	-212721,0069
3 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-15649,0664	-23170,87	-194424,92
4 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-13662,0947	-22041,12	-176128,83
5 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-11683,6568	-20607,21	-157832,74
6 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-9700,5194	-19173,31	-139536,66
7 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-7749,4873	-17739,40	-121240,57
8 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-5800,7417	-16305,49	-102944,48
9 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-3897,6685	-14871,58	-86648,39
10 ^{ème}	V1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-2085,7546	-3429,476	-48056,22

Tableau 7.4 : calcul du ferrailage de chaque étage pour le voile 1

Niv	Combinaison	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt(m)	As(cm ²)
RDC	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-43,29	29,65	6,41	832,66
1 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-42,60	30,34	6,31	806,04k
2 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-41,91	31,03	6,21	780,37
3 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-38,16	28,50	6,18	707,90
4 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-34,41	25,98	6,15	635,41
5 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-30,66	23,45	6,12	563,04
6 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-26,92	20,93	6,08	490,68
7 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-23,18	18,39	6,02	418,73
8 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-19,44	15,86	5,95	346,91
9 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-16,06	13,65	5,84	281,24
10 ^{ème}	G+0.3Q+0,3Ex+Ey	-8,88	7,59	5,83	155,16

7.6.1.2. Les éléments de rive :

a) Dimensionnement des éléments de rive :

- Longueur confinée (l_c) :

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

$$l_c \geq \max(0,15 \times 10,8 ; 1,5 \times 0,3)$$

$$l_c \geq \max(1,62 \text{ m}; 0,4 \text{ m})$$

$$l_c \geq 1,62 \text{ m}$$

On opte pour $l_c = 1,65 \text{ m}$

- Epaisseur confinée (b_c) :

$$\text{Si } l_c \leq \max(2b_w; 0,2l_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$\text{Si } l_c \geq \max(2b_w; 0,2l_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

$$l_c = 1,62 \leq \max(2b_w; 0,2l_w) = \max(0,6 ; 2,16) = 2,16 \text{ m}$$

$$b_c \geq \frac{h_e}{15} \Rightarrow b_c = 30 \text{ cm} \geq \frac{408}{15} = 27,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

b) Ferrailage des éléments de rive :

- Pourcentage minimal longitudinal : $\geq 0,5\%$ de la surface de la zone confinée :

$$A_{vmin} \geq 0,5\%(l_c \times b_c)$$

$$A_v(\text{rive}) = 20\text{HA}20 = 62,8 \text{ cm}^2$$

$$A_v(\text{min}) \geq 0,005 \times 165 \times 30 = 24,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- Espacement verticale (des cadres de confinement) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right); \phi_l \geq 12 \text{ mm.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{25}{3} = 8,33 \text{ cm}; 12,5 \text{ cm}; 6 \times 2 = 12 \text{ cm}\right); \phi_l \geq 12 \text{ mm.}$$

$$S_t \leq 8,33 \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

- Section minimale des armatures de confinement :

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0,3 \times S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,09 \times 8 \times 25 \times \frac{25}{500} \\ 0,3 \times 8 \times 25 \times \left(\frac{30 \times 170}{25 \times 165} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \\ 0,7 \end{array} \right. \Rightarrow A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

7.6.1.3. L'élément âme :

- Aciers verticaux ;

Le diamètre maximal des armatures d'âme doit respecter la condition :

$$8 \text{ mm} \leq \varphi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

Alors :

$$\varphi_{\min} = 8 \text{ mm}$$

$$\varphi_{\max} = \frac{300}{8} = 37,5 \text{ mm}$$

$$\text{Choix } \varphi_l = 25 \text{ mm}$$

- Espacement maximal des armatures :

$$S_{t\max} \leq \min(250 \text{ mm}; 25\varphi_{\min})$$

$$S_{t\max} \leq \min(250 \text{ mm}; 25 \times 25 = 625 \text{ mm})$$

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t(\text{choisis}) = 20 \text{ cm}$$

- Aciers horizontaux :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

S : Espacement longitudinal des armatures transversales

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul $\bar{V} = 1,4V_u$

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des 2 extrémités confinées.

$$A_h \geq \frac{\bar{V} \times s}{z \times f_e} = \frac{26875,34 \times 20}{910 \times 500} = 11,81 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2HA32 = 16,08 \text{ cm}^2$$

7.6.2. Voile 2 :7.6.2.1. Calcul du ferrailage :

Tableau 7.5 : calcul du ferrailage de chaque étage pour le voile 2

Niv	Voile	Combinaison	N (KN)	V2 (KN)	M3 (KNm)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	As (cm ²)
RDC	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-12113,698	-9857,58	-74881,42	-42,87	30,25	482,6
1 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-10562,1601	-6538,38	-74881,42	-42,06	31,06	464,57
2 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-9836,4879	-20640,87	-70593,57	-39,59	29,34	436,58
3 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-8767,0171	-19735,27	-64329,28	-35,97	26,84	395,59
4 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-7683,3983	-18016,66	-58065	-32,35	24,35	354,44
5 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-6593,5581	-15835,35	-51800,71	-28,72	21,85	313,23
6 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-5504,5709	-13654,04	-45536,43	-25,1	19,36	272,05
7 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-4408,0387	-11472,73	-39272,14	-21,47	16,88	230,81
8 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-3314,4595	-9291,41	-33007,86	-17,84	14,39	189,64
9 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-2218,9939	-7110,10	-26743,57	-14,21	11,9	148,53
10 ^{ème}	V2	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-1033,0026	-4928,79	-20479,29	-10,53	9,46	106,6

7.6.3. Voile 3 et 4 :

Les voiles 3 et 4 représente des voiles court selon le RPA 2024 il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul des structure.

Tableau 7.6 : calcul du ferrailage de chaque étage des voiles 2 et 3

Niv	Voile	Combinaison	N (KN)	V2 (KN)	M3 (KNm)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt (m)	As (cm ²)
RDC ⁰	V3	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-1295,7972	-5008,0581	-35337,4675	-30,52	28,36	3,11	189,88
1 ^{ème}	V3	G+0.3Q+Ex+0,3Ey	-661,5116	-7609,9801	-25130,2188	-21,49	20,39	3,08	132,35

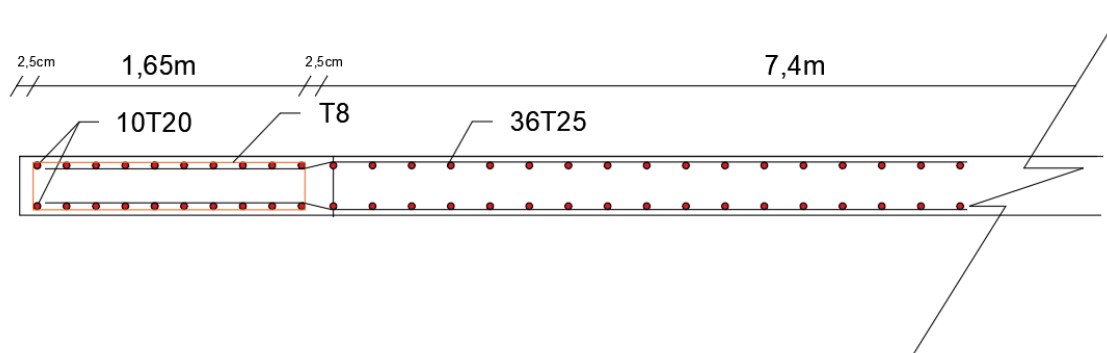


Figure 7.2 : schéma de ferrailage de voile

CHAPITRE 08

ETUDE DES FONDATIONS

8. Chapitre 08 : Etude des fondations :

8.1 Introduction :

La fondation est l'élément par le biais duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations, la sélection se fait selon la capacité portante du sol, les charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et le coût du projet.

On distingue :

1. Les fondations superficielles
2. Les fondations profondes
3. Les fondations spéciales

8.1.1. Les fondations superficielles :

Se forment comme suit : le niveau du fond de fouille est le sol d'assise de la fondation, c'est-à-dire le sol capable de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum.

On distingue deux types de fondations superficielles :

- **Semelle isolée** : qui sont les fondations de poteaux
- **Semelles filantes** : qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol.

8.1.2. Les fondations profondes :

- **Radier général**

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes. Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure.

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol $\bar{\sigma}$ à introduire dans les calculs.

8.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

8.2.1. Semelles filantes :

8.2.1.1. Semelle filante dans un seul sens :

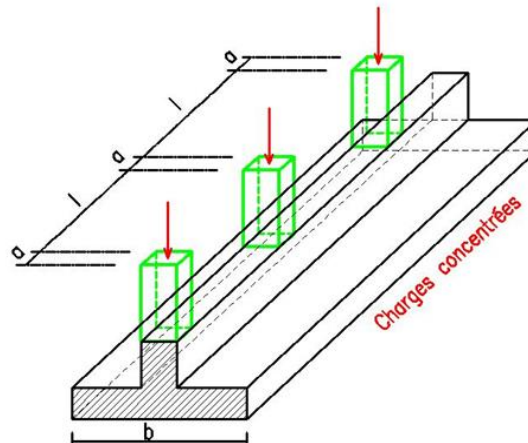


Figure 8.1 : Schéma des Semelles filantes.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$: De chaque file de poteau

$B(m)$: Largeur de la semelle.

$L(m)$ Longueur de la file considérée.

- **Pré dimensionnement de la dalle :**

$$\frac{8400}{25} \leq h \leq \frac{8400}{20}$$

$$336mm \leq h \leq 420mm$$

On prend $h=35cm$

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} \quad \text{et} \quad S = B \times L$$

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5B$

L_{min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux

- **Semelles filantes transversales sens YY**

Tableau 8.1 : Sections des semelles filantes YY.

<i>File</i>	<i>N_{ser} (kN)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B_{choise} (m)</i>	<i>1,5 B</i>	<i>L_{min}</i>	<i>L_{min} > 1,5B</i>
A	10979,23	100,8	33,6	1,63	1,65	2,47	6	Vérifiée
B	20530,3	241,92	33,6	3,05	3,10	4,65	6	Vérifiée
C	31125,75	248,64	33,6	4,63	4,65	6,9	6,4	Non-Vérifiée
D	10979,23	100,8	33,6	1,63	1,65	2,47	6	Vérifiée
E	20530,3	241,92	33,6	3,05	3,10	4,65	6	Vérifiée
F	31125,75	248,64	33,6	4,63	4,65	6,9	6,4	Non-Vérifiée
		$\sum S = 1183,28$						
		$S_{bati} = 1182,72$						
		Ratio = 100%						

- **Semelles filantes longitudinales sens XX**

Tableau 8.2 : Sections des semelles filantes XX.

<i>File</i>	<i>N_{ser} (kN)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B^{choisie} (m)</i>	<i>1,5 B</i>	<i>L_{min}</i>	<i>L_{min} > 1,5B</i>
1	11771,92	105,60	35,2	1,67	1,70	2,55	5,4	Vérifiée
2	18368,95	200,64	35,2	2,61	2,65	3,97	5,4	Vérifiée
3	23261,10	190,08	35,2	3,30	3,50	5,25	5,4	Vérifiée
4	17498,93	190,08	35,2	2,48	2,50	3,75	5,4	Vérifiée
5	22715,13	190,08	35,2	3,22	3,25	4,87	5,4	Vérifiée
6	18344,52	200,64	35,2	2,60	2,60	3,9	5,4	Vérifiée
7	11769,63	105,60	35,2	1,67	1,70	2,55	6	Vérifiée
		$\sum S = 1182,72$						
		$S_{bati} = 1182,72$						
		Ratio = 100%						

- **Conclusion**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles dans le sens YY, et un ratio qui dépasse les 50% de la section du bâtiment dans les deux sens (XX et YY), alors on passe à l'étude d'un **radier général**

8.3. Radier général :

8.3.1. Pré dimensionnement du radier :

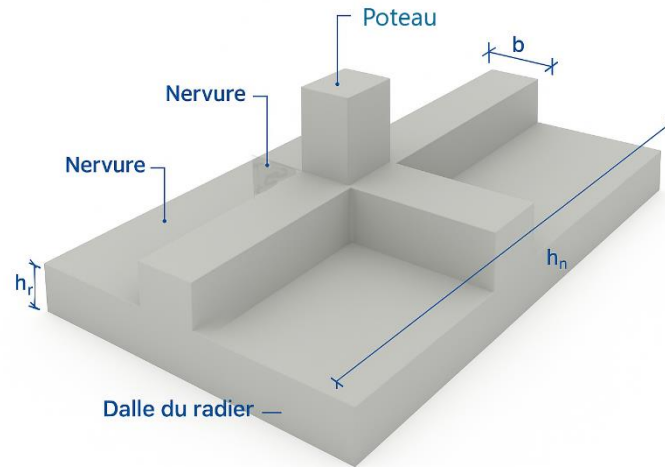


Figure 8.2 : Radier général nervuré.

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

- **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_T}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_T}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_T = 91849,06 \text{ kN}$
- $\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$

Donc : $\rightarrow S_{nec} \geq 459,25 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment : $S_{bati} = 1182,72 \text{ m}^2$

Calcul du rapport : $\frac{S_{nec}}{S_{bati}} = \frac{459,25}{1182,72} = 38\% < 50\%$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ($1182,72 \text{ m}^2$)

Soit un débord de $L_d = 50 \text{ cm}$ sur les quatre cotés.

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 1270 \text{ m}^2$

- **Epaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- a. **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

- L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{max} = 8,4 \text{ m}$

$$33,6 \text{ cm} \leq h_1 \leq 42 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 40 \text{ cm}$

- **Les nervures**

- a. **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow b \geq 84 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 90 \text{ cm}$

- b. **Condition de la flèche**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq b \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 0.56 \leq b \leq 0.84$$

- c. **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

Avec :

E: Module de Young ($E = 3,1.10^4 \text{ MPa}$)

K_{sol}: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$)

Pour notre cas $K=4 \text{ kg/m}^3$ (sol de densité moyenne)

b: Largeur de la semelle ($b=90 \text{ cm}$)

I : Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max} \times K}{E \times \pi^4}} = 148 \text{ cm} \Rightarrow h = 150 \text{ cm}$$

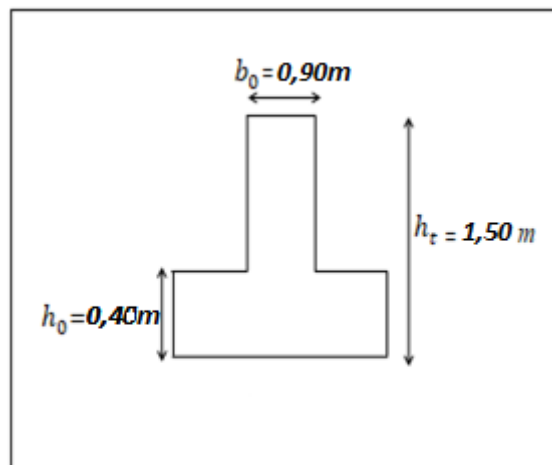


Figure 8.3 : Schéma de la nervure

- **Résumé**

Epaisseur de la dalle $h=40\text{cm}$

Les dimensions de la nervure $h=150\text{cm}$; $b=85\text{cm}$

8.3.2. Modélisation radier :

Nous avons utilisé le logiciel CSI SAFE pour l'analyse et le dimensionnement du radier, en tenant compte de l'interaction sol-structure à l'aide de modèles de sol élastiques simulant le comportement réel des fondations sous diverses sollicitations.

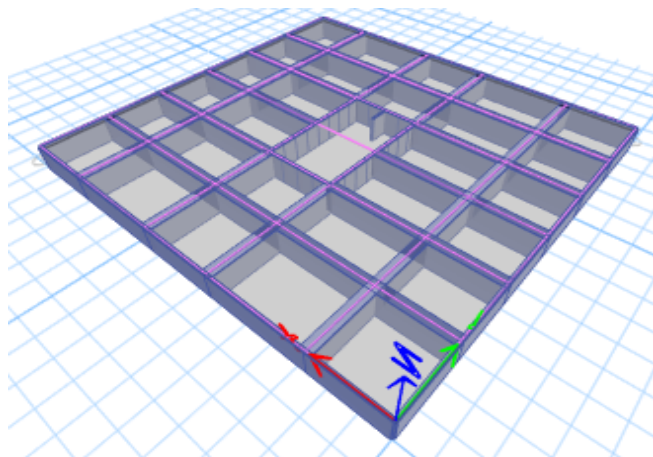


Figure 8.4 : model transfère vers Safe

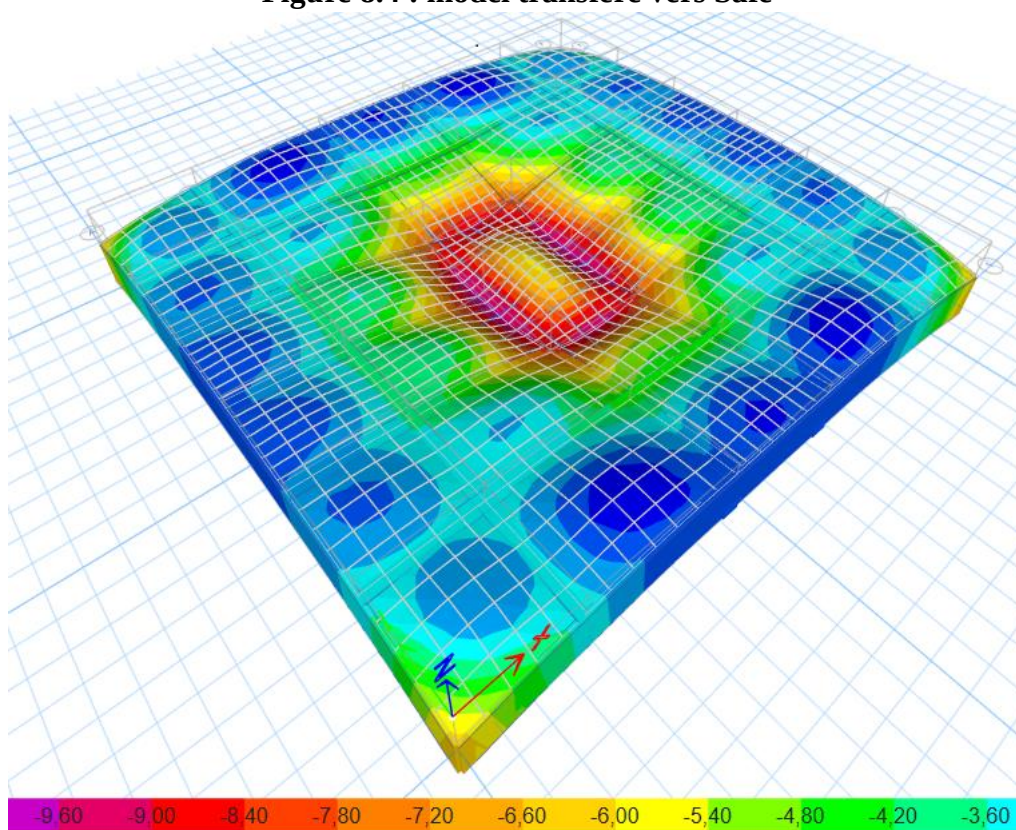
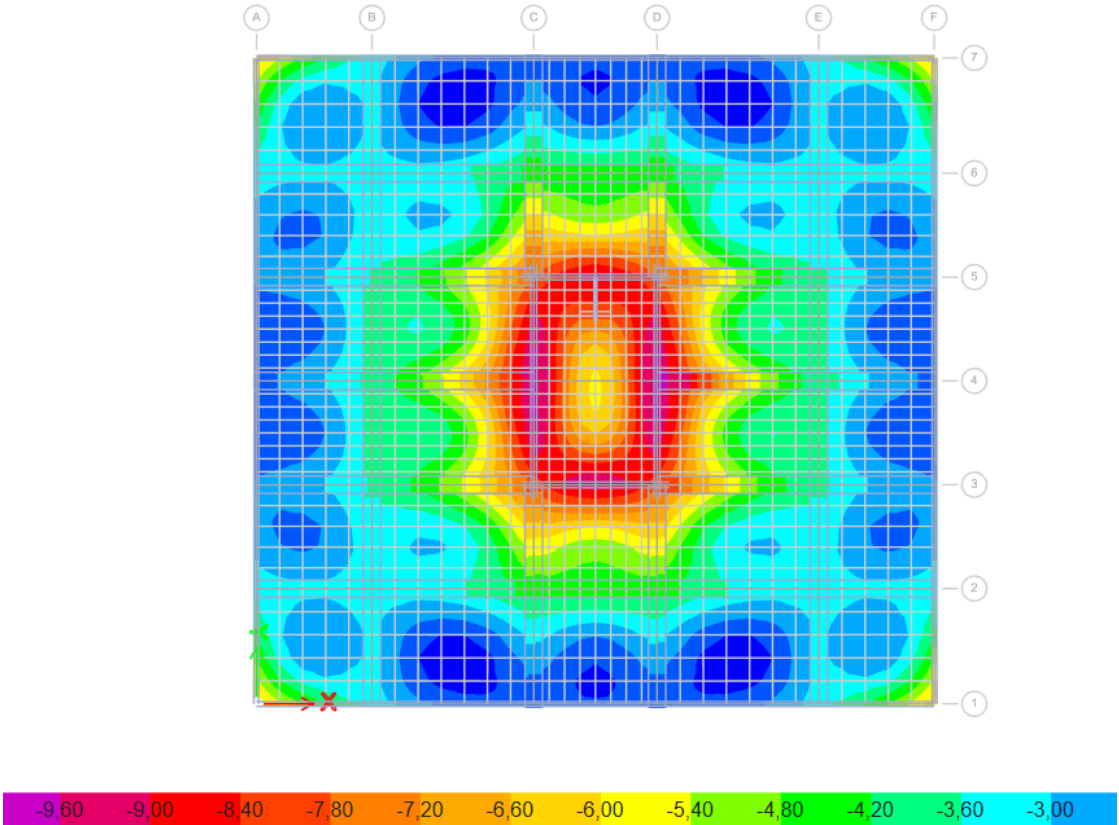


Figure 8.5 : tassement a l'ELS $U_{\text{max}} = 9,72 \text{ mm}$



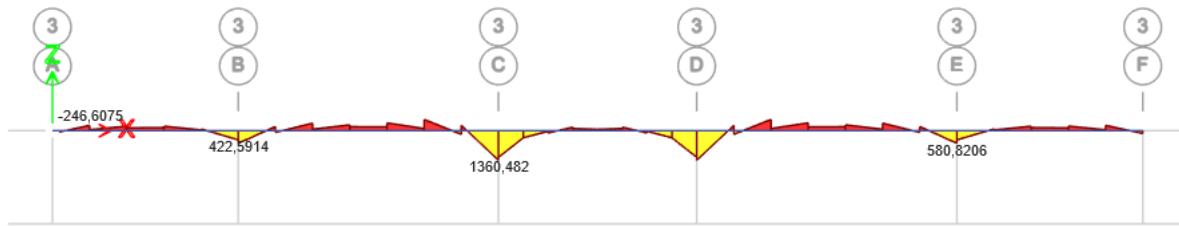


Figure 8.8 : moment nervure de la file 3.

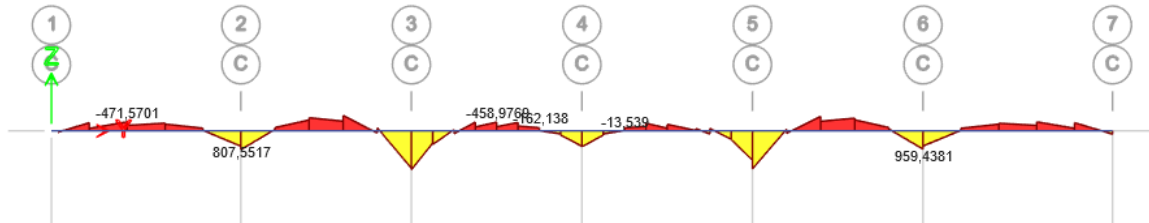


Figure 8.9 : moment nervure de la file C.

Caractéristiques géométriques du radier

- Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 17,6m \\ Y_G = 16,8m \end{cases}$$

- Moments d'inerties :

$$\begin{cases} I_X = 111270,30 m^4 \\ I_Y = 122119,78 m^4 \end{cases}$$

8.3.3. Vérification nécessaire :

• Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

On doit vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Avec :

- M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.
 - N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
 - N_1 : Poids propre de la structure.
 - N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- On a :
- $$N_1 = 91849,06 \text{ kN}$$
- $$N_2 = 14287,5 \text{ kN}$$
- $$N = 106136,56 \text{ kN}$$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : d'après l'ETABS on a :
- $$M_{Rx} = 565860,20 \text{ kN.m} ; M_{Ry} = 487853,92 \text{ kN.m}$$

Pour le sens x-x :

$$M_R = 565860,20 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 106136,56 \times 17,6 = 1868003,45 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3,30 > 1,5 \text{ Condition vérifiée}$$

Pour le sens y-y :

$$M_R = 487853,92 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N.Y_G = 106136,56 \times 16,8 = 1783094,20 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3,65 < 1,5 \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes sous le radier**

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a) Sollicitation du premier genre

AL'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{91849,06}{1270} = 72,32 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 72,32 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren}}{I_y} X_G$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren}}{I_x} Y_G$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

AL'ELU :

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 107629,96 \text{ kN}$
- M_{ren} : Moment de renversement.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	166,30	170,18	167,27
Sens y-y	155,05	158,40	155,83
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau 8.3 : Contrainte sous le radier à l'ELU

AL'ELS:

- $N_s = G + Q = 106136,56 \text{ kN}$
- M : Moment de renversement.

Tableau 8.4 : Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	165,12	169,00	136,09
Sens y-y	153,88	157,23	154,71
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 159,6$

- **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU : $q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 167,27 \text{ kN/m}$
- ELS : $q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 136,09 \text{ kN/m}$

8.3.4. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

8.3.5. Ferraillage de la dalle du radier :

- **Méthode de calcul**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau intermédiaire

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- ELU : $v = 0$

Tableau 8.5 : Calcul des moments à l'ELU

Lx (m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	μx	μy	qu (kN/m)	Mx (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
6,4	10,8	0,60	0,0822	0,2948	167,27	563,18	422,38	166,02	124,51	281,59

- ELS : $v = 0.2$

Tableau 8.6 : Calcul des moments à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	μx	μy	q_{ser} (kN/m)	Mx (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
6,4	10,8	0,60	0,0870	0,4672	136,09	591,86	443,89	276,51	207,38	271,93

8.3.5.1. Calcul du ferrailage :

a) Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; FeE500 ;$$

$$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

Tableau 8.7 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN/m ²)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	422,38	0,20	0,28	35,11	23,18	8T20	25,13
	y-y	124,51	0,08	0,10	35,04	9,81	8T14	12,31
Appuis	x-x	281,59	0,11	0,14	35,04	14,43	8T16	16,08

- **Espacement**

- En Travée

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33cm}\right) = 33cm \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{8} = 12,5cm < \text{Min}\left(\frac{4h}{45cm}\right) = 45cm \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\text{On prend : } esp = 15cm$$

- En Appuis

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33cm}\right) = 33cm \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\text{On prend : } esp = 15cm$$

- **Vérification nécessaire**

- **Condition de non fragilité**

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,37 \text{ cm}^2 < 14,19 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau 8.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

	sens	M_{ser} (kN/m^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
travée	x-x	443,89	13,15	15	343,79	240	non
	y-y	207,38	6,79	15	271,28	240	non
appuis	x-x	271,93	10,04	15	309,03	240	non
	y-y						

Les contraintes dans les aciers et dans le béton ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature et l'épaisseur du radier en prend $h = 50cm$.

Tableau 8.9 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction)

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	Esp (cm)
Travée	x-x	42,13	10T25	49,04	15
	y-y	17,29	10T16	20,11	15
Appuis	x-x	23,67	8T20	31,42	15
	y-y				

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 8.10 : Vérification des contraintes à l'ELS (Correction)

	sens	M_{ser} (kN/m^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
travée	x-x	443,89	10T25	49,04	10,75	15	183,44	240	oui
	y-y	207,38	10T16	20,11	5,68	15	169,86	240	oui
appuis	x-x	271,93	8T20	31,42	7,20	15	163,76	240	oui
	y-y								

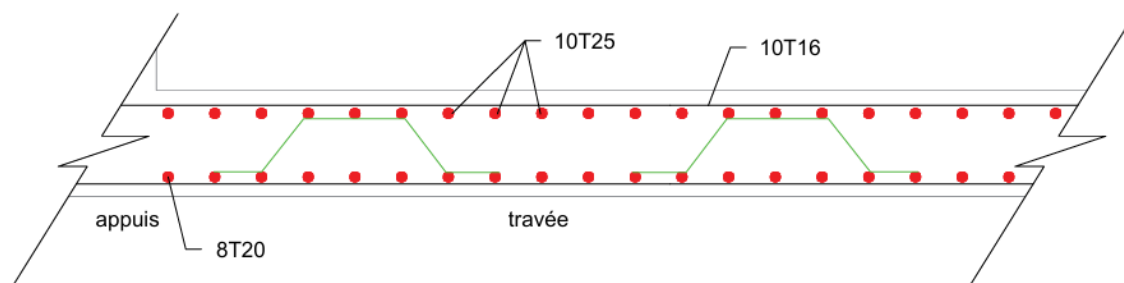


Figure 8.10: Schéma de ferrailage du radier.

8.3.6. Ferrailage des nervures :

- Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

- Calcul des armatures

$$b = 90cm ; h = 150 cm ; d = 135 cm$$

➤ Sens porteur (x-x) :

$$L = 8,4 m ; q_u = 167,27 kN/m ; M_0 = 1475,32kN$$

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	1254,02	0,101	0,133	119,3	37,01	8T25	39,27
Appuis	737,66	0,06	0,077	122,12	21,26	8T20	25,13

Tableau 8.11 : Ferrailage des nervures sens porteur

➤ Sens non porteur (y-y) :

$$L = 6,4 \text{ m} ; q_u = 167,27 \text{ kN/m} ; M_0 = 856,42 \text{ kN}$$

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	727,95	0,049	0,063	122,82	17,61	12T14	18,47
Appuis	428,21	0,029	0,037	124,14	10,25	8T16	14,07

Tableau 8.12 : Ferrailage des nervures sens non porteur.

- **Vérification nécessaire**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$h = 150 \text{ cm} ; b = 90 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,73 \text{ cm}^2 < A_s^{adp} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sen s	M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	1020,26	25,13	34,23	5,03	15	227,10	240	oui
	y-y	592,26	12,06	25,00	3,870	15	212,70	240	oui
Appuis	x-x	600,15	16,08	28,34	3,90	15	214,02	240	oui
	y-y	348,39	12,06	24,90	2,276	15	147,83	240	oui

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{167,27 \times 8,4}{2} = 702,53 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{702,53 \times 10^3}{900 \times 1350} = 0,57 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

Selon BAEL 91 modifié 99:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa\right) = 0,4 MPa$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 24 cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 75 cm \dots \dots \dots \text{Zone Courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 2cm$$

FeE500; $b = 90cm$; $h = 150cm$; $d = 0,9h = 135cm$; $\tau_u = 0,57 MPa$; $f_{t28} = 2,1 MPa$

On Trouve :

$$S_t = 15 cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 30 cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$A_t = 4,05 cm^2$$

On prend :

$$A_t = 6T10 = 4,17 cm^2$$

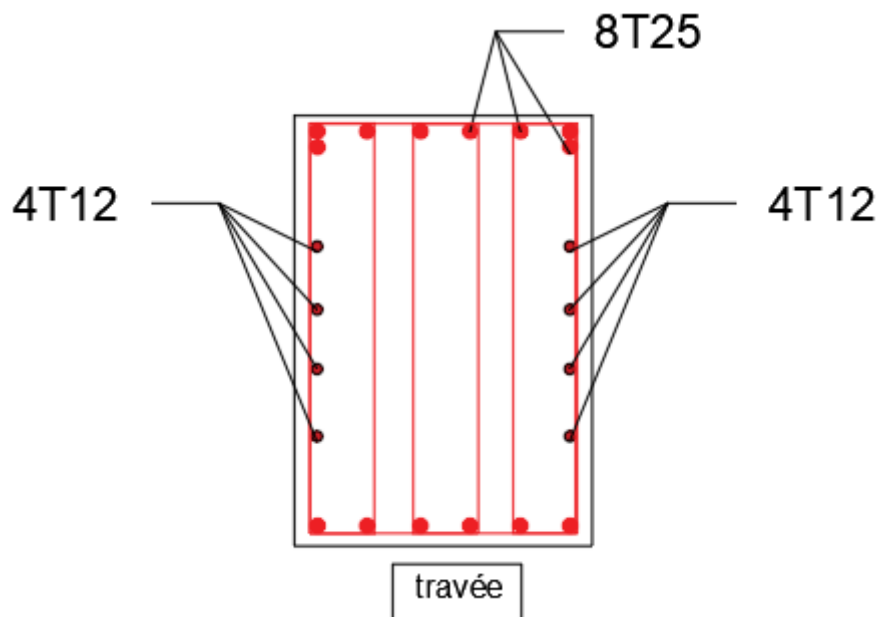


Figure 8.11 : Schéma de ferraillage de la nervure (travée)

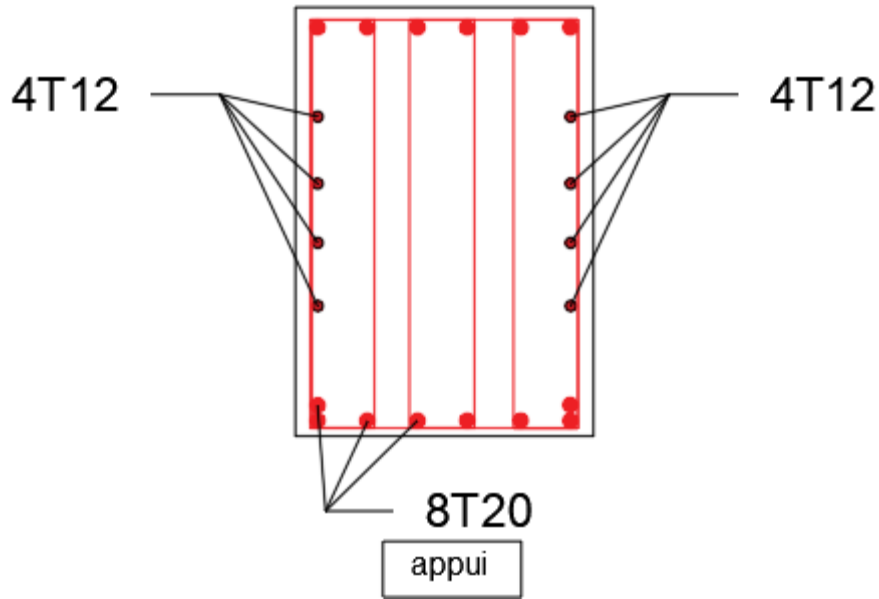


Figure 8.12 : Schéma de ferrailage de la nervure (appui)

8.4. Voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de la fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

8.4.1 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile, on se réfère aux prescriptions du RPA2024, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e \geq 15\text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

8.4.2 Evaluation des charges :

On considère le voile comme étant une dalle pleine reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la poussée des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 2,72\text{ m}; L_y = 8,4\text{ m}; e = 25\text{ cm}.$$

La charge des poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 18,0 \text{ kN/m}^3$).

H : hauteur du voile ($H = 2,72 \text{ m}$).

On a $\varphi = 30^\circ$ (l'angle de frottement de sol)

On a

$$A = f(\varphi) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,333$$

Donc : $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 16,3 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 21,87 \text{ kN/ml}$

• **Efforts dans la dalle :**

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$\frac{L_x}{L_y} = 0,32 < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\begin{cases} \text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Moment sur appuis: } M_a = 0,5M_0 \\ \text{avec } M_0 = \frac{qL^2}{8} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{21,87 \times 8,4^2}{8} = 20,22 \text{ KNm}$$

Tableau 8.14 : les valeurs des moments en travée et en appuis.

M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
20,22	17,18	10,11

8.4.3 Ferrailage de la dalle :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

$d' = 0,11h = 2,475 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{ed} = 434,78 \text{ MPa}$

Exemple de calcul :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{17,18 \cdot 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,17} = 0,023$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 22,22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Zf_{ed}} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8.15 : ferrailage du voile périphérique.

	M_u (kN/m ²)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	17,18	0,023	0,03	22,22	2,17	6T10	4,71	
Appuis	10,11	0,014	0,017	22,34	2,17	6T10	4,71	

Vérification du pourcentage préconisé par le RPA

$$A > 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

8.4.4 Vérification :

• **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{ql}{2} = 29,74 \text{ kN}$$

$$T_u = \frac{29,74 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,132 < 1,25 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• **Vérifications à l'ELS :**

$$Q_s = 16,3 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0s} = \frac{16,3 \times 2,72^2}{8} = 15,07 \text{ kNm}$$

Tableau 8.16 : les valeurs des moments en travée et en appuis.

$M_0(\text{kN.m})$	$M_t(\text{kN.m})$	$M_a(\text{kN.m})$
15,07	12,8	7,53

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8.17: Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	12,8	4,71	0,75	15	0,018	170	Ok
Appuis	7,53	4,71	0,44	15	0,01	170	Ok

CHAPITRE 09

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

9. Chapitre 09 : Prédimensionnement des éléments secondaire

9.1. Les escaliers :

La conception d'un escalier dépend généralement de l'utilisation qu'on lui réserve et du nombre de personne qui l'empreinte simultanément.

Les escaliers ont pour fonction de relier grâce aux marches successives les différents niveaux d'une construction.

Pour le dimensionnement des marche (g : giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

9.1.1. Prédimensionnement des escaliers :

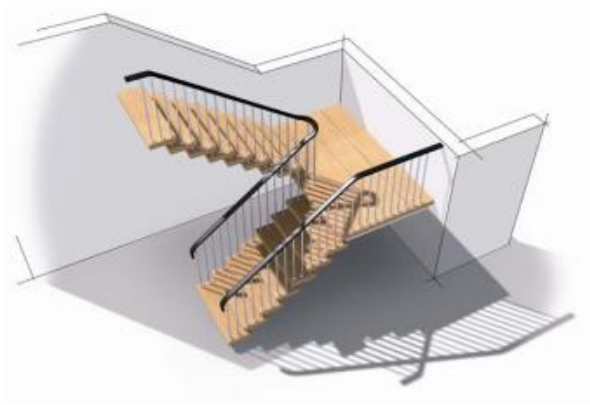


Figure 9.1 : les escaliers métalliques.

9.1.2. Choix des dimensions :

On utilise la formule de BLONDEL :

$$59cm \leq (g + 2 \times h) \leq 66cm$$

$$59cm \leq (30 + 2 \times 17) \leq 66cm$$

$$59cm \leq 64 \leq 66cm \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

9.1.3. Caractéristique géométrique :

Hauteur du RDC et 1^{er}he = 4,08m

Hauteur d'étage he = 3,74m

h : hauteur de la marche h=17 cm

g : giron (largeur de la marche) g = 30 cm

9.1.4. Escalier RDC et 1er :

- Nombre de contre marche :

$$n = \frac{\frac{he}{2}}{h} = \frac{\frac{4,02}{2}}{0,17} = 12 \text{ contres marches}$$

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

- **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g \times (n - 1) = 0,3 \times (12 - 1)$$

$$L = 3,3m$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{\frac{h}{2}}{3,3} = \frac{2,04}{3,3} = 0,61 ; \alpha = 31,72$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L^2 = (3,3)^2 + (2,04)^2$$

$$L^2 = 15,0516$$

$$L = \sqrt{15,0516} = 3,88m$$

9.1.4.1. Dimensionnement des cornières :

9.1.4.1.1. Evaluation des charges :

- **Charges permanentes G :**

Tableau 9.1 : charge permanentes.

Type	G (KN/m ²)
Revêtement	0,44
Mortier de pose (e=20mm)	0,4
Tôle (5mm)	0,39
	$\Sigma G = 1,23$

- **Charges d'exploitation Q : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge du contre marche.

9.1.4.1.2. Combinaison de charges :

ELS

$$q_s = [G + Q] \times 0,15 + [G + Q] \times 0,17$$

$$q_s = [1,23 + 2,5] \times 0,15 + [1,23 + 2,5] \times 0,17$$

$$q_s = 1,2 \text{ KN/m}$$

- **Condition de la flèche :**

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f^{adm} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1,2 \times 1350^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 4,58 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière **L 45 × 45 × 4**

$$I = 6,43 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,0279 \text{ KN/m}$$

$$W_{pl} = 2,43 \text{ cm}^3$$

9.1.4.1.3. Vérification :

$$q_s = (1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0279) + 2,5(0,15 + 0,17)$$

$$q_s = 1,22 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times (1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0279) + 1,5 \times (2,5(0,15 + 0,17))$$

$$q_u = 1,77 \text{ KN/m}$$

- **La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1,77 \times 1,35^2}{8} = 0,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2,43 \times 275 \cdot 10^3}{1,1} = 0,61 \text{ KNm}$$

$$M_{plrd} = 0,61 \text{ KNm} > M_{sd} = 0,4 \text{ KNm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- **La flèche :**

$$f^{max} = \frac{5 \times 1,22 \times 1350^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,43 \times 10^4} = 3,92 \text{ mm} \leq f^{adm} = \frac{1350}{250} = 5,4 \text{ mm}$$

9.1.4.2. Dimensionnement des limons de volée

9.1.4.2.1. Evaluation des charges :

- **Charges permanentes G :**

$$\text{Cornière} \dots \dots \dots (2 \times 11 \times 0,0279 \times 0,675) / 3,3 = 0,126 \text{ KN/m}$$

$$\text{Garde-corps} \dots \dots \dots 0,3 \text{ KN/m}$$

$$\text{Revêtement + mortier de pose + tôle} \dots \dots \dots 1,23 \times \frac{1,35}{2} = 0,83 \text{ KN/m}$$

$$\textbf{Totale G = 1,256 KN/m}$$

- **Charges d'exploitation Q : $Q = 2,5 \times \frac{1,35}{2} = 1,69 \text{ KN/m}$**

Donc :

$$q_s = 1,256 + 1,69 = 2,95 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 1,256 + 1,5 \times 1,69 = 4,23 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$q_{u1} = q_u \times \cos \alpha = 3,59 \text{ KN/m}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4 \times \cos \alpha}{384 \times E \times I_y} \leq f^{adm} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250 \times \cos \alpha}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2,95 \times 3880^3 \times 250 \times \cos 31,72 \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 227,2 \text{ mm}^4$$

On opte pour un **UAP130**

$$I = 459,56 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,1374 \text{ KN/m}$$

$$W_{pl} = 83,51 \text{ cm}^3$$

9.1.4.2.2. Vérification :

$$q_s = 2,95 + 0,1374 = 3,09 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = 3,59 \text{ KN/m}$$

- **La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_{u1} \times L^2}{8} = \frac{3,59 \times 3,88^2}{8} = 6,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{83,51 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 20,88 \text{ KNm}$$

$$M_{plrd} = 20,88 \text{ KNm} > M_{sd} = 6,75 \text{ KNm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- **La flèche :**

$$f^{max} = \frac{5 \times 3,09 \times \cos(31,72) \times 3880^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 459,56 \times 10^4} = 8,03 \text{ mm} \leq f^{adm} = \frac{3880}{250} = 15,52 \text{ mm}$$

9.1.5. Escalier d'étage :

- **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{\frac{he}{2}}{h} = \frac{\frac{3,74}{2}}{0,17} = 11 \text{ contres marches}$$

$$m = n - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ marches}$$

- **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g \times (n - 1) = 0,3 \times (11 - 1)$$

$$L = 3 \text{ m}$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{\frac{h}{2}}{3} = \frac{187}{300} = 0,62 ; \alpha = 31,93^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$L^2 = (3)^2 + (1,87)^2$$

$$L^2 = 12,4969$$

$$L = \sqrt{12,4969} = 3,53m$$

On gardera les mêmes cornières et limon pour tous les étages :

- L 45 × 45 × 4
- UAP 130

9.2.L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort vertical
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1 \text{ KN/ml}$

9.2.1. Evaluation de charge :

- Charge permanente : le poids total de l'acrotère $G = 2,29 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : la charge d'exploitation de la main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$
- L'action des forces horizontales (F_p) : d'après le RPA 2024, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = (A.I.S) \times C_p \times \left(1 + \frac{3 \times h_z}{H}\right) \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

I : coefficient d'importance

S : coefficient de site

C_p : Facteur de force horizontale

W_p : poids de l'élément considéré

H : hauteur totale du bâtiment à partir de la base

h_z : hauteur du niveau "k" à partir de la base

$$Fp = (0,3 \times 1,2 \times 1,3) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3,74}{41,82}\right) \times 2,29 = 1,087 \text{ KN}$$

$$Qh = \max(1,5Q; Fp) \Rightarrow Qh = 1,5 \text{ KN}$$

Pour une bonde de 1m de largeur : $G = 2,29 \text{ KN/m}$ et $Qh = 1,5 \text{ KN/m}$

9.2.2. Ferraillage de l'acrotère :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$; et $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

$$Nu = 1,35G = 3,09 \text{ KN}$$

$$Mu = 1,5Qh = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$Tu = 1,5Fp = 1,63 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment effectif M_f :**

$$M_f = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,743 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

D'après l'organigramme : $M_u = M_f = 1,743 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0123$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{ed}} = 0,0447 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimale**

$$A_{cnf} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,8694 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{cnf}) = 0,8694 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 4T6 = 1.13 cm².

- **Espacement**

$$S_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition**

$$\frac{As}{4} \leq A_r \leq \frac{As}{2} \Rightarrow A_r > 0,217 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 4T6 = 1.13 cm².

- **Espacement**

$$S_v = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a offert l'opportunité d'acquérir une vision globale et approfondie du processus de conception et de dimensionnement d'une structure de bâtiment. Il nous a permis de passer par toutes les étapes clés, depuis l'analyse des plans architecturaux et l'interprétation des données géotechniques du sol, jusqu'à l'utilisation d'outils numériques avancés pour la modélisation, le calcul du ferrailage et la vérification des éléments structuraux, le tout en conformité avec les règles de l'art et les normes en vigueur dans le domaine du génie civil.

L'objet de notre étude porte sur le siège de l'EGSA Bab Ezzouar, un bâtiment de type R+10 avec deux niveaux de sous-sol, dont la structure principale est constituée d'une charpente métallique contreventée par un noyau central. Les systèmes de contreventement ont été dimensionnés selon les recommandations du Règlement Parasismique Algérien RPA2024, tandis que les calculs des éléments ont été menés conformément au CCM99 et à l'Eurocode 3, en veillant à garantir à la fois la stabilité structurelle et l'optimisation économique de l'ouvrage.

Le travail a été structuré autour de quatre volets principaux : la conception et le dimensionnement des éléments porteurs, la modélisation et l'analyse de la structure, l'exploitation des résultats numériques pour les vérifications, et une étude générale de l'infrastructure.

Dans le but d'évaluer le comportement sismique de la structure et de se rapprocher des conditions réelles, une modélisation a été réalisée sur le logiciel CSI ETABS 19, en appliquant le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Cette démarche nous a permis de maîtriser pleinement l'outil et d'atteindre les objectifs de performance exigés.

Enfin, nous espérons que ce travail, fruit de plusieurs années de formation, servira non seulement de tremplin pour notre carrière professionnelle, mais également de référence utile pour les futurs étudiants dans ce domaine.

ANNEXES

Annexe 01

Tableau des armatures (1)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

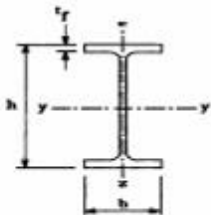
Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Annexe 02

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 03

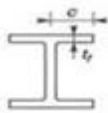
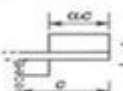
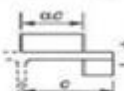
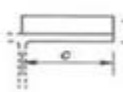
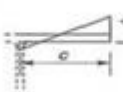
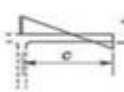
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant f_{yb} *) formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

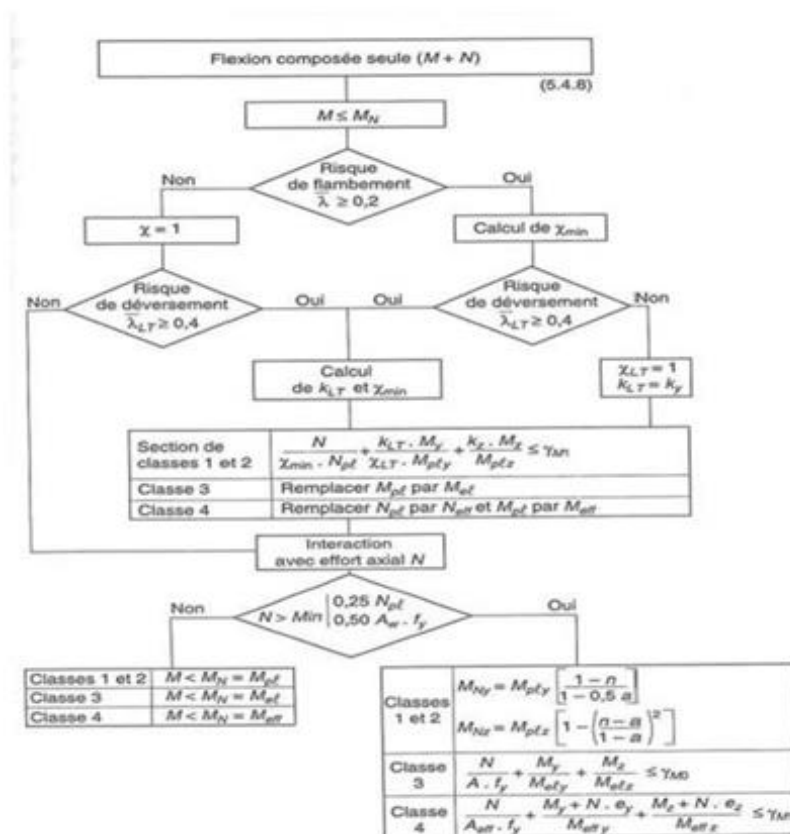
Annexe 04

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Âme fléchée	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d / t_w \leq 72 \epsilon$	$d / t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d / t_w \leq 83 \epsilon$	$d / t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d / t_w \leq 124 \epsilon$	$d / t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d / t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d / t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

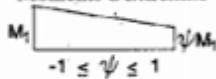
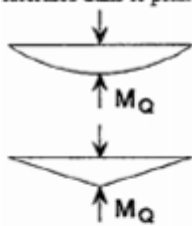
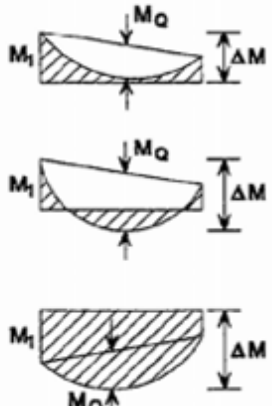
Annexe 05

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
				
Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \epsilon$	$c / t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_{\sigma}}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \epsilon$	$c / t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_{\sigma}}$	
		Pour k_{σ} voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Annexe 06



Annexe 07

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M	
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan  M_Q M_Q	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité  M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M$ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe 08

TABLEAUX DES PROFILS

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte															Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004 EN 10025-4: 2004 EN 10225:2001		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z									Pure bending y-y		Pure compression				
	G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ■	i _y	A _e	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z	s _x	I _t	I _e	y _s	y _m	S235	S355	S235	S355			
	kg/m	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁸	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm x10							
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

Annexes

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _t mm	d mm	Ø	e _{ext} mm	e _{int} mm	A _e m ² /m	A _c m ² /t		
UPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45	
UPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00	
UPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98	
UPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95	
UPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01	
UPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40	
UPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60	
UPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43	
UPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89	
UPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34	
UPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78	
UPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60	
UPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32	
UPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87	

Annexes

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße							Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	L ₁ mm	L ₂ mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø mm	p ₁ mm	p ₂ mm	A ₁ m ² /m	A ₂ m ² /t	
PE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62	
PE A 80+*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,36	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90	
PE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64	
PE AA 100*	6,7	92,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93	
PE A 100+*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57	
PE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33	
PE AA 120*	8,4	112	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26	
PE A 120+	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47	
PE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82	
PE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26	
PE A 140+	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05	
PE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70	
PE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40	
PE A 160+	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70	
PE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47	
PE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37	
PE A 180+	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	43,15	
PE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13	
PE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12	

	G	L	W ₁	W ₂	L ₁	A ₁	L ₂	W ₃	W ₄	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆	S 275	S 355	S 460	S 275	S 355	S 460	EN 10025	EN 10025	EN 10025
	kg/m	mm	mm ² x10 ²	mm ² x10 ²	mm	mm ² x10 ²	mm	mm ² x10 ²	mm ² x10 ²	mm	mm	mm ² x10 ²	mm ² x10 ²									
PE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,08	4,7	1,04	17,5	0,40	6,08	1	1	-	1	1	-	✓		
PE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,01	6,85	2,08	4,7	1,04	17,6	0,42	6,09	1	1	-	1	1	-	✓		
PE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	6,12	1	1	-	1	1	-	✓		
PE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	6,27	1	1	-	1	1	-	✓		
PE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,3	0,77	6,28	1	1	-	1	1	-	✓		
PE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	6,35	1	1	-	1	1	-	✓		
PE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	6,66	1	1	-	1	1	-	✓		
PE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	6,71	1	1	-	1	1	-	✓		
PE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	6,89	1	1	-	1	1	-	✓		
PE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
PE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	
PE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
PE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
PE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,86	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
PE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
PE AA 180	14,9	1020	156	191	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
PE A 180	15,4	1063	170	195	7,37	9,20	81,9	18,0	29,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
PE 180	18,8	1317	186	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PE O 180	21,3	1505	185	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
PE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,25	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
PE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PE 200	21,4	1843	194	221	8,28	14,0	142	28,5	44,6	2,34	36,7	6,88	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

Annexes

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225/2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							Pure bending-y			Pure compression					
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁶	W _{ey} mm ³ x10 ³	W _{ey} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm ⁴ x10 ⁷	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁶	W _{ez} mm ³ x10 ³	W _{ez} ♦ mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁷	i _y mm	S _x mm	I _y mm ⁴ x10 ⁶	I _z mm ⁴ x10 ⁶	S235	S355	S460	S235	S355			
PEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	221	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	20,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PEAA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PEAA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
PEAA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	585	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
PEAA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
PEAA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
PEAA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PEAA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

Annexes

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h mm	d mm	Ø	p _{int} mm	p _{ext} mm	A m ² /m	A _c m ² /t	
IPE AA 240*	24,9	226,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005					EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure tension y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{ey} mm ³ x10 ³	I _{zy} ♦ mm ⁴ x10	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{oz} mm ³ x10 ³	I _{yz} ♦ mm ⁴ x10 ³	I _y mm ⁴ x10	S _y mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} mm ⁴ x10 ³	S _z mm	S _y mm ² x10 ³	S _z mm ² x10 ³	S _y mm ² x10 ³	S _z mm ² x10 ³					
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	✓	✓
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	52,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	2	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	242,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500 A	155	80970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	19980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _l mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h mm	d mm	Ø mm	p _{fl} mm	p _{tr} mm	A _f m ² /m	A _c m ² /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	320	300	9,5	16,5	27	122,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	277	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,802	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,22
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,29
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001
	axe fort y-y strong axis y-y						axe faible z-z weak axis z-z							Pure bending y-y			Pure compression					
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} • mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} • mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10	S _x mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁴	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀			
HE 220 AA	40,4	41 70	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7783	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	282,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HE	HE
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HE	HE
HE 260 C	132	22580	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HE	HE
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HE	HE
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,99	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HE	HE
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,36	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1760	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HE	HE
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,38	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HE	HE
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HE	HE
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HE	HE
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,74	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HE	HE
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HE	HE
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HE	

Annexes

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h mm	d mm	Ø mm	p _{we} mm	p _{wa} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t	
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

Annexe 09

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	 Ratio 0,92
---	--	--



Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 21

Barres de la structure: 11

Géométrie

8.4.1. Poteau

Profilé:	HEA 550		
Barre N°:	11		
$L_c =$	4,08	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	540	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau

Annexes

$L_c = 4,08$ [m] Longueur du poteau
 $A_c = 211,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 111932,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,000$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 405,000$ [MPa] Résistance ultime du matériau

8.4.2. Platine de prescellement

$l_{pd} = 800$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 800$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275,000$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,000$ [MPa] Résistance ultime du matériau

8.4.3. Ancrage

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

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,000$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,000$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 27$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 4,59$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 5,73$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 6$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 150;100;150$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 200;100$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 650$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER

Annexes

$f_y = 235,000$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

8.4.4. Raidisseur

$l_s = 800$ [mm] Longueur

$w_s = 600$ [mm] Largeur

$h_s = 540$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

8.4.5. Coefficients de matériau

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

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

$\gamma_c = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

8.4.6. Semelle isolée

$L = 1500$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1500$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe `BETON20`

$f_{ck} = 20,000$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,000$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

8.4.7. Soudures

$a_p = 12$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 12$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 6: ELU $1*1.35+2*1.50$

$N_{j,Ed} = -3378,797$ [kN] Effort axial

$N_{j,Ed} =$	-3378,797	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,085	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	32,872	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-44,740	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-0,189	[kN*m]	Moment fléchissant

Résultats

8.4.8. Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	13,333	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	16,667	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{Mo}))}$				
$c =$	70	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	165	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	441	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	725,91	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	6533,18	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	2903,634	[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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	26,667	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	4078,95	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	1298,27	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	1797,63	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	10877,191	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	3462,059	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	4793,669	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	2,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	9542,57	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	2624,207	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	533	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 4927,488 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$W_{pl,z} = 5558,68 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,z} = 1528,637 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,z} = 369 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 4143,937 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 10877,191 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 3462,059 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 4143,937 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

8.4.9. Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

$$e_y = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$Z_{c,y} = 266 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$Z_{t,y} = 325 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 87,342 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,51 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

$$e_z = 0 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$Z_{c,z} = 184 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$Z_{t,z} = 200 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 0,463 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,92 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,92)$$

8.4.10. Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 0,90 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0,90 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Annexes

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 590,113 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0,86 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,86 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 565,603 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,28 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 5,73 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,000 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 100,770 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 1,594 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 59 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 45,419 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 79,569 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 73,675 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 357,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,v,y} = 0,52 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,v,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB}$$

Annexes

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	357,74 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	3		[9.3.4.(a)]
			[9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y}$	0,85	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB
			[9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB
			[9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB
			[9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{vRd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{vRd,c,y}$	72,910 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	243,00 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	2		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$	0,86	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB
			[9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$	0,96	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)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{vRd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{vRd,c,z}$	93,063 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	3378,797 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	1013,639 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{vRd,sm}, F_{vRd,cp}, F_{vRd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

Annexes

$V_{j,Rd,y} = 1740,344$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{vRd,sm}, F_{vRd,cp}, F_{vRd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 1740,344$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié (0,02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié (0,02)

8.4.11. Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 20,068$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 308,731$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 132$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 78197,32$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 2,607$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 11,251$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 28,586$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 49,581$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,18 < 1,00$	vérifié (0,18)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 = 157,421$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 864,699$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 180$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 63089,56$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 37,549$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 97,192$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 80,065$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 143,670$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,52 < 1,00$	vérifié (0,52)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 57,658$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 523,314$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 152$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 71947,71$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 9,761$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	57,658 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\sigma_g =$	33,514 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	48,455 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	84,492 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max (\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)}$			
	0,31	< 1,00	vérifié (0,31)

8.4.12. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	32,823 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	32,823 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,002 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	1,821 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,11	< 1,00	vérifié (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,17	< 1,00	vérifié (0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,17	< 1,00	vérifié (0,17)

8.4.13. Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	12,166 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	12,166 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	23,822 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	47,900 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,13	< 1,00	vérifié (0,13)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	95,433 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	95,433 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	66,721 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	223,126 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,59	< 1,00	vérifié (0,59)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	34,954 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	34,954 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]

Annexes

$\sigma_{\perp} =$	34,954	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	40,379	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	98,886	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,26	<	1,00	vérifié (0,26)

8.4.14. Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	69,970	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	69,970	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	29,918	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	149,226	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,39	<	1,00	vérifié (0,39)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	86,728	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	86,728	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	75,535	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	217,264	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,57	<	1,00	vérifié (0,57)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	102,789	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	102,789	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	50,329	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	223,295	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,59	<	1,00	vérifié (0,59)

8.4.15. Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{J,Ed,y}$

$b_{eff} =$	165	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	441	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	30	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

Annexes

$l_{eff} =$	480	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	76	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	12	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	300	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,20		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	899015,033	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	1728361,765	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$				
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	48	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	314	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	55	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	21	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	300	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,66		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	678755,460	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	167058,088	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

8.4.16. Composant le plus faible:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,92

Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date29/05/2025

NormeEC

Matériau

AcierACIER E28

BétonC25/30, C30/37

Élément du projet CON-22

Conception

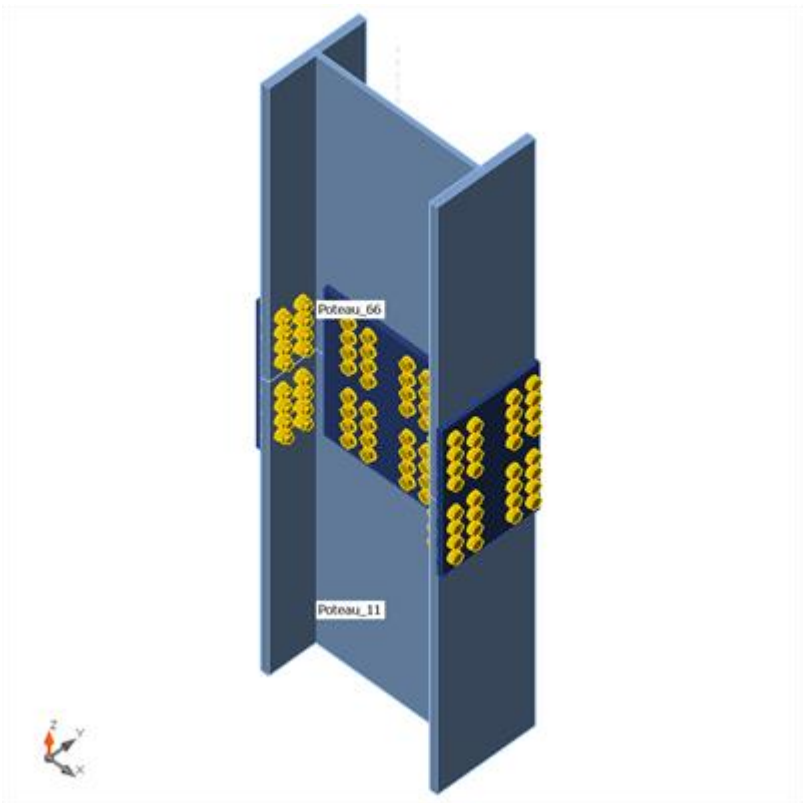
NomCON-22

Description

AnalyseContrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
Poteau_11	3 - HEA550	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
Poteau_66	3 - HEA550	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position



Sections transversales

Nom	Matériau
3 - HEA550	ACIER E28

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm²]
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314

Chargements (efforts en équilibre)

Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Poteau_11	3369,8	0,1	-32,9	0,0	-89,4	-0,2
Poteau_66	-2853,8	0,0	63,3	0,0	-130,7	-0,1

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,9 < 5,0%	OK
Boulons	96,2 < 100%	OK

Voilement	Pas calculé	
-----------	-------------	--

Platines

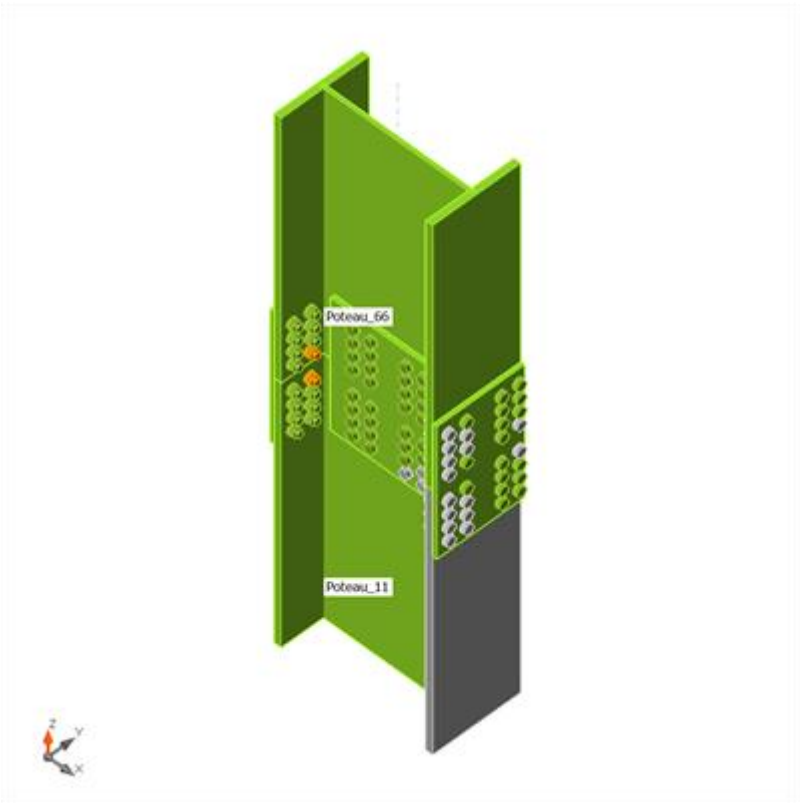
Nom	Épaisseur [mm]	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
Poteau_11-bfl 1	24,0	232,2	0,0	14,2	OK
Poteau_11-tfl 1	24,0	275,1	0,1	45,3	OK
Poteau_11-w 1	12,5	275,8	0,4	30,6	OK
Poteau_66-bfl 1	24,0	249,0	0,0	8,8	OK
Poteau_66-tfl 1	24,0	275,1	0,0	37,6	OK
Poteau_66-w 1	12,5	275,8	0,4	30,1	OK
SPL1	14,0	276,8	0,9	45,3	OK
SPL2	14,0	275,2	0,1	8,8	OK
SPL3	14,0	275,8	0,4	30,6	OK

Données de conception

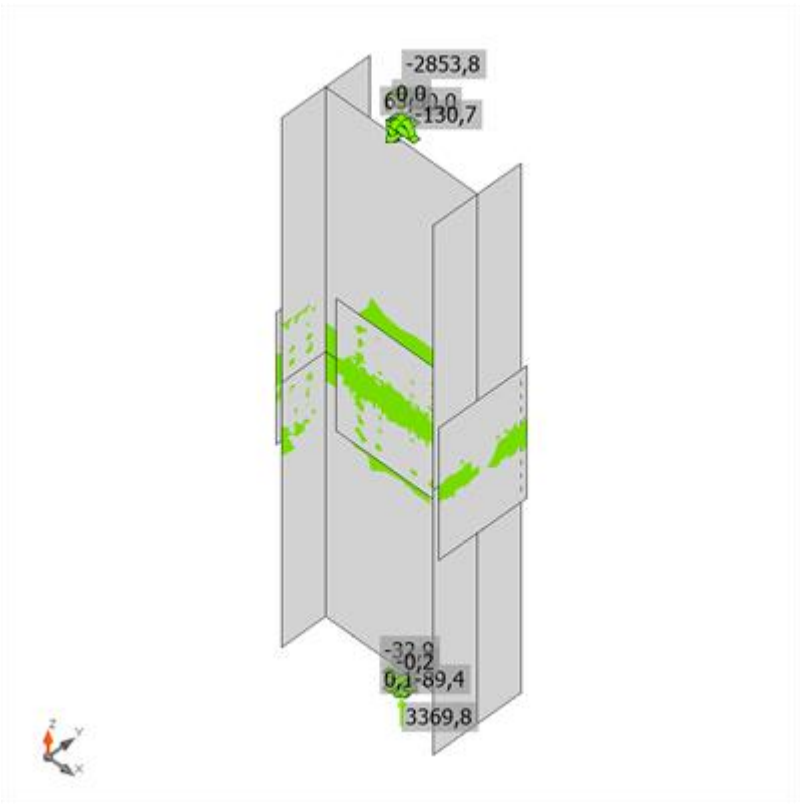
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
ACIER E28	275,0	5,0

Explication des symboles

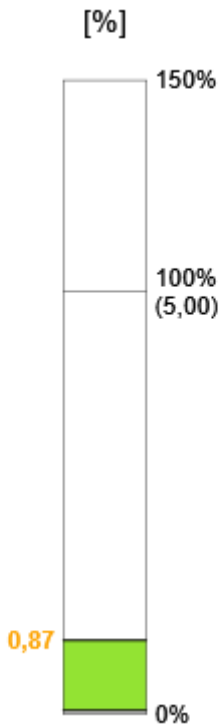
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- $\sigma_{C_{Ed}}$ Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite

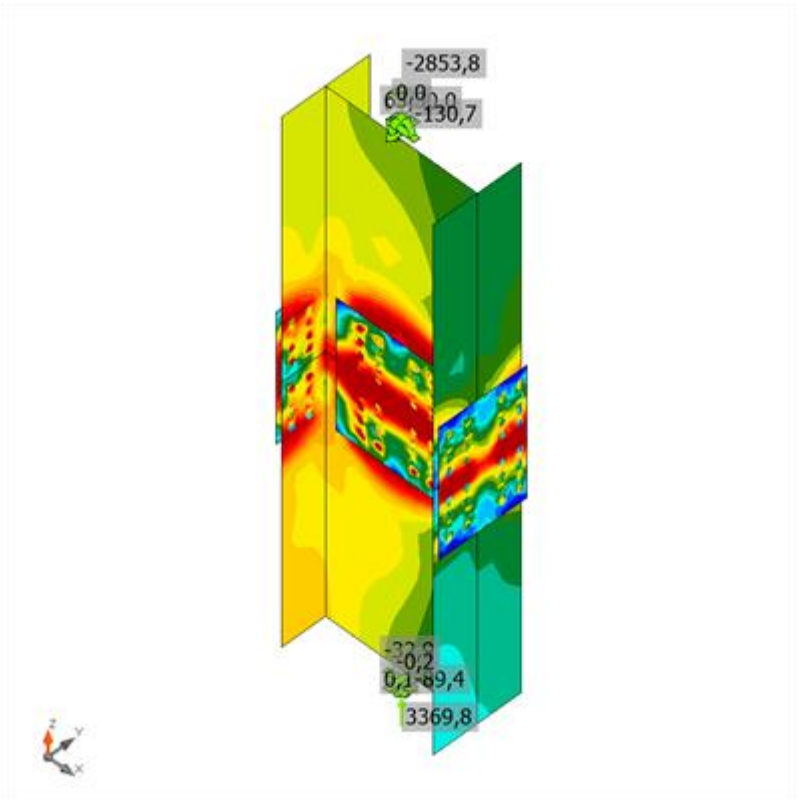


Vérification globale, ELU(1)



Vérification de déformation, ELU(1)



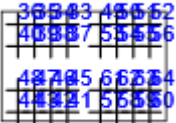
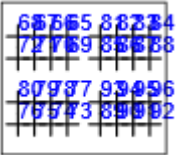


Contraainte équivalente, ELU(1)

Boulons

	Nom	Classe	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{t,s} [%]	U _{t,ts} [%]	Résultat
4321 17820 8765 22224 18843 23082 12119 22228	B1	M20 8.8 - 1	31,3	75,4	22,2	142,2	80,1	95,9	OK
	B2	M20 8.8 - 1	0,3	75,7	0,2	83,0	91,2	80,6	OK
	B3	M20 8.8 - 1	2,7	75,8	1,9	83,0	91,4	81,9	OK
	B4	M20 8.8 - 1	1,6	78,9	1,2	83,0	95,0	84,6	OK
	B5	M20 8.8 - 1	39,4	70,7	27,9	142,2	75,1	95,1	OK
	B6	M20 8.8 - 1	2,2	77,9	1,5	83,0	93,8	83,9	OK
	B7	M20 8.8 - 1	2,0	77,8	1,4	83,0	93,7	83,7	OK
	B8	M20 8.8 - 1	0,5	79,8	0,4	83,0	96,2	85,1	OK
	B9	M20 8.8 - 1	21,8	72,6	15,5	142,2	77,2	88,3	OK
	B10	M20 8.8 - 1	0,0	71,6	0,0	83,0	86,2	76,1	OK
	B11	M20 8.8 - 1	2,1	71,7	1,5	83,0	86,4	77,3	OK
	B12	M20 8.8 - 1	1,8	74,9	1,3	83,0	90,2	80,5	OK
	B13	M20 8.8 - 1	36,8	72,2	26,0	142,2	76,7	95,3	OK
	B14	M20 8.8 - 1	1,2	76,1	0,9	83,0	91,8	81,5	OK
	B15	M20 8.8 - 1	1,6	75,9	1,1	83,0	91,4	81,5	OK
	B16	M20 8.8 - 1	0,6	77,9	0,4	83,0	93,8	83,1	OK
	B17	M20 8.8 - 1	25,3	76,0	17,9	142,2	80,8	93,6	OK
	B18	M20 8.8 - 1	0,3	75,2	0,2	83,0	90,6	80,1	OK
	B19	M20 8.8 - 1	2,6	75,4	1,8	83,0	90,8	81,4	OK
	B20	M20 8.8 - 1	1,6	78,3	1,2	83,0	94,4	84,1	OK
	B21	M20 8.8 - 1	34,2	73,7	24,2	142,2	78,3	95,6	OK

Annexes

	B22	M20 8.8 - 1	2,4	77,4	1,7	83,0	93,2	83,5	OK
	B23	M20 8.8 - 1	2,0	77,3	1,4	83,0	93,2	83,2	OK
	B24	M20 8.8 - 1	0,5	79,3	0,4	83,0	95,6	84,6	OK
	B25	M20 8.8 - 1	16,7	72,4	11,9	142,2	76,9	85,4	OK
	B26	M20 8.8 - 1	0,0	70,9	0,0	83,0	85,4	75,4	OK
	B27	M20 8.8 - 1	2,0	71,0	1,4	83,0	85,5	76,5	OK
	B28	M20 8.8 - 1	1,7	73,9	1,2	83,0	89,1	79,5	OK
	B29	M20 8.8 - 1	30,8	75,7	21,8	142,2	80,4	96,0	OK
	B30	M20 8.8 - 1	1,3	75,5	1,0	83,0	91,0	81,0	OK
	B31	M20 8.8 - 1	1,5	75,3	1,0	83,0	90,7	80,8	OK
	B32	M20 8.8 - 1	0,6	77,1	0,4	83,0	93,0	82,3	OK
	B33	M20 8.8 - 1	11,1	48,0	7,9	142,2	51,0	56,6	OK
	B34	M20 8.8 - 1	0,0	46,0	0,0	83,0	55,5	48,9	OK
	B35	M20 8.8 - 1	1,1	45,9	0,8	83,0	55,4	49,4	OK
	B36	M20 8.8 - 1	1,1	47,8	0,8	83,0	57,6	51,4	OK
	B37	M20 8.8 - 1	25,1	50,7	17,8	142,2	53,9	66,6	OK
	B38	M20 8.8 - 1	2,7	49,5	1,9	83,0	59,7	54,0	OK
	B39	M20 8.8 - 1	0,9	49,3	0,6	83,0	59,4	52,9	OK
	B40	M20 8.8 - 1	0,3	50,5	0,2	83,0	60,9	53,8	OK
	B41	M20 8.8 - 1	10,3	49,5	7,3	99,5	52,6	57,8	OK
	B42	M20 8.8 - 1	0,0	47,5	0,0	58,0	81,8	50,4	OK
	B43	M20 8.8 - 1	1,5	47,5	1,0	58,0	81,8	51,2	OK
	B44	M20 8.8 - 1	1,1	49,7	0,8	58,0	85,6	53,3	OK
	B45	M20 8.8 - 1	25,1	51,8	17,8	142,2	55,1	67,7	OK
	B46	M20 8.8 - 1	3,3	50,6	2,4	83,0	61,0	55,5	OK
	B47	M20 8.8 - 1	1,1	50,5	0,8	83,0	60,8	54,2	OK
	B48	M20 8.8 - 1	0,4	51,8	0,3	83,0	62,4	55,2	OK
	B49	M20 8.8 - 1	12,9	48,6	9,2	142,2	51,7	58,2	OK
	B50	M20 8.8 - 1	0,2	46,1	0,1	83,0	55,6	49,1	OK
	B51	M20 8.8 - 1	0,9	45,5	0,7	83,0	54,9	48,9	OK
	B52	M20 8.8 - 1	0,9	47,0	0,6	83,0	56,6	50,4	OK
	B53	M20 8.8 - 1	14,8	51,6	10,5	142,2	54,8	62,3	OK
	B54	M20 8.8 - 1	2,4	49,5	1,7	83,0	59,6	53,8	OK
	B55	M20 8.8 - 1	0,9	48,8	0,7	83,0	58,8	52,4	OK
	B56	M20 8.8 - 1	0,3	49,7	0,2	83,0	59,9	53,0	OK
	B57	M20 8.8 - 1	11,6	50,3	8,3	99,5	53,5	59,4	OK
	B58	M20 8.8 - 1	0,0	47,8	0,0	58,0	82,4	50,8	OK
	B59	M20 8.8 - 1	1,3	47,4	0,9	58,0	81,7	51,1	OK
	B60	M20 8.8 - 1	1,0	49,3	0,7	58,0	84,9	52,9	OK
	B61	M20 8.8 - 1	14,9	52,7	10,6	142,2	56,0	63,6	OK
	B62	M20 8.8 - 1	3,4	50,6	2,4	83,0	61,0	55,5	OK
	B63	M20 8.8 - 1	1,4	50,1	1,0	83,0	60,4	53,9	OK
	B64	M20 8.8 - 1	0,4	51,2	0,3	83,0	61,7	54,6	OK
	B65	M20 8.8 - 2	21,1	49,8	14,9	74,1	67,2	63,6	OK
	B66	M20 8.8 - 2	11,7	45,2	8,3	74,1	61,0	54,0	OK
	B67	M20 8.8 - 2	7,4	44,4	5,3	74,1	59,9	50,9	OK
	B68	M20 8.8 - 2	10,4	46,9	7,4	83,0	56,5	55,1	OK
	B69	M20 8.8 - 2	17,9	51,7	12,7	74,1	69,7	64,0	OK
	B70	M20 8.8 - 2	0,6	46,7	0,4	74,1	63,0	49,9	OK
	B71	M20 8.8 - 2	0,8	45,9	0,5	74,1	61,9	49,2	OK
	B72	M20 8.8 - 2	11,3	48,7	8,0	83,0	58,7	57,5	OK
	B73	M20 8.8 - 2	24,6	67,7	17,5	74,1	91,4	84,4	OK
	B74	M20 8.8 - 2	12,8	64,0	9,1	74,1	86,4	74,5	OK
	B75	M20 8.8 - 2	7,1	64,0	5,0	74,1	86,3	71,6	OK
	B76	M20 8.8 - 2	13,0	67,4	9,2	83,0	81,2	78,2	OK

B77	M20 8.8 - 2	15,7	59,6	11,1	74,1	80,4	71,3	OK
B78	M20 8.8 - 2	0,5	55,1	0,3	74,1	74,4	58,9	OK
B79	M20 8.8 - 2	0,6	54,8	0,4	74,1	74,0	58,5	OK
B80	M20 8.8 - 2	12,1	58,2	8,6	83,0	70,1	68,0	OK
B81	M20 8.8 - 2	21,0	54,8	14,9	74,1	74,0	68,9	OK
B82	M20 8.8 - 2	11,2	51,0	7,9	74,1	68,9	59,9	OK
B83	M20 8.8 - 2	6,9	50,8	4,9	74,1	68,5	57,4	OK
B84	M20 8.8 - 2	10,9	53,7	7,7	83,0	64,7	62,6	OK
B85	M20 8.8 - 2	17,8	53,6	12,6	74,1	72,3	65,9	OK
B86	M20 8.8 - 2	0,5	49,2	0,4	74,1	66,4	52,5	OK
B87	M20 8.8 - 2	0,6	48,8	0,4	74,1	65,8	52,1	OK
B88	M20 8.8 - 2	11,6	51,9	8,2	83,0	62,5	61,0	OK
B89	M20 8.8 - 2	24,6	61,4	17,5	74,1	82,9	77,8	OK
B90	M20 8.8 - 2	13,5	57,9	9,6	74,1	78,2	68,4	OK
B91	M20 8.8 - 2	8,0	57,8	5,7	74,1	78,0	65,5	OK
B92	M20 8.8 - 2	12,1	61,0	8,6	83,0	73,5	70,9	OK
B93	M20 8.8 - 2	15,3	56,3	10,9	74,1	76,0	67,6	OK
B94	M20 8.8 - 2	0,8	52,3	0,6	74,1	70,5	56,0	OK
B95	M20 8.8 - 2	0,6	52,0	0,5	74,1	70,2	55,6	OK
B96	M20 8.8 - 2	11,5	55,3	8,1	83,0	66,6	64,6	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	141,1	271,6	94,1
M20 8.8 - 2	141,1	242,5	94,1

Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de traction
- $B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement V_y , V_z dans le boulon
- $F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
- $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U_t Usage en traction
- U_s Utilisation en cisaillement

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1,00	-	EC 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1,00	-	EC 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1,25	-	EC 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1,25	-	EC 1993-1-8: 2.2
γ_C	1,50	-	EC 1992-1-1: 2.4.2.4

Annexes

γ_{inst}	1,20	-	EC 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0,67	-	EC 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EC 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EC 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EC 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EC 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EC 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EC 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EC 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EC 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,97



Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Géométrie

8.4.1. Poteau

Profilé: HEA 550

α = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

h_c = 540 [mm] Hauteur de la section du poteau

b_{fc} = 300 [mm] Largeur de la section du poteau

t_{wc} = 13 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

t_{fc} = 24 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

r_c = 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

A_c = 211,76 [cm²] Aire de la section du poteau

I_{xc} = 111932,00 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

Annexes

$f_{yc} = 275,000$ [MPa] Résistance

8.4.2. Poutre

Profilé: HEA 450

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 440$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 21$ [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
 $A_b = 178,03$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,000$ [MPa] Résistance

8.4.3. Boulons

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

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 141,120$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 80;80;80;80;100$ [mm]

8.4.4. Platine

$h_p = 655$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,000$ [MPa] Résistance

8.4.5. Jarret inférieur

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 145$ [mm] Hauteur de la platine

8.4.5. Jarret inférieur

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 25,8$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235,000$ [MPa] Résistance

8.4.6. Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur

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

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,000$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur

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

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,000$ [MPa] Résistance

8.4.7. Soudures d'angle

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme

$a_r = 10$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{rd} = 10$ [mm] Soudure horizontale

8.4.8. Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ 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]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 282,794$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$M_{b1,Ed} = 282,794$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 157,387$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

Résultats

8.4.9. Résistances de la poutre

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 77,38$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 1228,652$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,13 < 1,00$ vérifié (0,13)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3215,87$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 884,364$ [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

$W_{pl} = 3684,99$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 1013,372$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1013,372$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 568$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 1784,620$ [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:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 25,8$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 296$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 76,333$ [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)]

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

Annexes

$$F_{c,wb,Rd1} = 1667,502 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 344 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,94 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,84 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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

$$F_{c,wb,Rd2} = 1401,273 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1401,273 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

8.4.10. Résistances du poteau

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 282,794 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,000 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 0,000 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,000 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 478 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 591,204 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 83,72 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \begin{array}{l} \text{EN1993-1-} \\ \text{6.2.6.(3)} \end{array}$$

$$A_{vc} = 83,72 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \begin{array}{l} \text{EN1993-1-} \\ \text{6.2.6.(3)} \end{array}$$

$$d_s = 487 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 11,88 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,320 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,320 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{yw}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1250,520 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,47 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

Annexes

$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	337	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	83,72	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,87		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0,000	[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)]
$A_s =$	19,15	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1530,499	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	438	[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)]
$\lambda_s =$	4,95		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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	1308,527	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	1308,527	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

8.4.11. Paramètres géométriques 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	7	–	115	–	80	45	57	45	57	102	11	11	11
2	7	–	115	–	80	45	172	45	172	160	80	80	80
3	7	–	115	–	80	45	172	45	172	160	80	80	80
4	7	–	115	–	80	45	172	45	172	160	80	80	80
5	7	–	115	–	90	45	172	45	172	180	90	90	90
6	7	–	115	–	100	45	57	45	57	122	21	21	21

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	18	–	115	–	80	113	143	113	143	136	76	76	76
2	18	–	115	–	80	113	215	113	215	160	80	80	80

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}
3	18	–	115	–	80	113	215	113	215	160	80	80	80
4	18	–	115	–	80	113	215	113	215	160	80	80	80
5	18	–	115	–	90	113	215	113	215	180	90	90	90
6	18	–	115	–	100	113	215	113	215	156	158	156	158

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 efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

8.4.12. Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 141,120$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 366,435$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

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

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

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

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

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

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

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

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

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	153,979	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction

Annexes

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(1)} = 153,979$	153,979	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 282,240$	282,240	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 356,404$	356,404	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,871$	732,871	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1250,520$	1250,520	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1308,527$	1308,527	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1784,620$	1784,620	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1401,273$	1401,273	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	153,979	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 153,979$	153,979	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 282,240$	282,240	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 356,404$	356,404	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,871$	732,871	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1250,520 - 153,979$	1096,540	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1308,527 - 153,979$	1154,548	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1784,620 - 153,979$	1630,641	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1401,273 - 153,979$	1247,294	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 564,480 - 153,979$	410,501	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 309,208 - 153,979$	155,229	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 525,854 - 153,979$	371,874	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 492,536 - 153,979$	338,557	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	153,979	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 153,979$	153,979	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 282,240$	282,240	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 356,404$	356,404	Ame de la poutre - traction

Annexes

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 732,871$	732,871	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 1250,520 - 307,959$	942,561	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1308,527 - 307,959$	1000,568	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1784,620 - 307,959$	1476,662	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1401,273 - 307,959$	1093,314	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 564,480 - 153,979$	410,501	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 530,667 - 153,979$	376,688	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 846,720 - 307,959$	538,761	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 564,461 - 307,959$	256,503	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 531,656 - 153,979$	377,676	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 506,000 - 153,979$	352,021	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 791,682 - 307,959$	483,723	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 745,536 - 307,959$	437,578	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	153,979	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 153,979$	153,979	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 282,240$	282,240	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 356,404$	356,404	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,871$	732,871	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 1250,520 - 461,938$	788,582	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1308,527 - 461,938$	846,589	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1784,620 - 461,938$	1322,683	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1401,273 - 461,938$	939,335	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 564,480 - 153,979$	410,501	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 530,667 - 153,979$	376,688	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 846,720 - 307,959$	538,761	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 763,716 - 307,959$	455,758	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1128,960 - 461,938$	667,022	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 793,483 - 461,938$	331,546	Ame du poteau - traction - groupe

Annexes

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 531,656 - 153,979$	377,676	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 506,000 - 153,979$	352,021	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 797,484 - 307,959$	489,525	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 759,000 - 307,959$	451,041	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1057,509 - 461,938$	595,572	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 998,536 - 461,938$	536,599	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	153,979	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 153,979$	153,979	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 282,240$	282,240	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 356,404$	356,404	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,871$	732,871	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 1250,520 - 615,917$	634,603	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1308,527 - 615,917$	692,610	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1784,620 - 615,917$	1168,703	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1401,273 - 615,917$	785,356	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 564,480 - 153,979$	410,501	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 561,341 - 153,979$	407,361	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 846,720 - 307,959$	538,761	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 790,741 - 307,959$	482,783	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1128,960 - 461,938$	667,022	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 988,998 - 461,938$	527,060	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1411,200 - 615,917$	795,283	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1013,812 - 615,917$	397,895	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 545,284 - 153,979$	391,305	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 537,625 - 153,979$	383,646	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 811,112 - 307,959$	503,154	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 790,625 - 307,959$	482,666	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1076,940 - 461,938$	615,002	Platine d'about - traction - groupe

Annexes

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1043,625 - 461,938$	581,687	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1336,966 - 615,917$	721,049	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1283,161 - 615,917$	667,244	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	153,979	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 153,979$	153,979	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 282,240$	282,240	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 356,404$	356,404	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,871$	732,871	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 1250,520 - 769,896$	480,623	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 1308,527 - 769,896$	538,631	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 1784,620 - 769,896$	1014,724	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 1401,273 - 769,896$	631,377	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 564,480 - 153,979$	410,501	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 375,009 - 153,979$	221,030	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 846,720 - 307,959$	538,761	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 624,459 - 307,959$	316,501	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1128,960 - 461,938$	667,022	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 845,949 - 461,938$	384,011	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1411,200 - 615,917$	795,283	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1035,800 - 615,917$	419,883	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1693,440 - 769,896$	923,544	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1059,476 - 769,896$	289,580	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 564,480 - 153,979$	410,501	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 783,502 - 153,979$	629,522	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 846,720 - 307,959$	538,761	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 1036,502 - 307,959$	728,543	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1128,960 - 461,938$	667,022	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1289,502 - 461,938$	827,564	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1411,200 - 615,917$	795,283	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1542,502 - 615,917$	926,585	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1693,440 - 769,896$	923,544	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1782,038 - 769,896$	1012,142	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}	B _{p,Rd}
1	518	153,979	282,240	153,979	282,240	356,404	282,240	732,871
2	438	153,979	282,240	153,979	282,240	356,404	282,240	732,871
3	358	153,979	282,240	153,979	282,240	356,404	282,240	732,871
4	278	153,979	282,240	153,979	282,240	356,404	282,240	732,871
5	198	153,979	282,240	153,979	282,240	356,404	282,240	732,871
6	98	153,979	282,240	153,979	282,240	356,404	282,240	732,871

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

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

$M_{j,Rd} = 291,023 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,97 < 1,00$	vérifié	(0,97)
---------------------------------	---------------	---------	--------

8.4.13. Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,97$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 117,018 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 141,120 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 311,727 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 324,000 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [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	282,240	0,000	153,979	149,625	149,625	145,414
2	282,240	0,000	153,979	149,625	149,625	145,414
3	282,240	0,000	153,979	149,625	149,625	145,414
4	282,240	0,000	153,979	149,625	149,625	145,414
5	282,240	0,000	153,979	149,625	149,625	145,414
6	282,240	0,000	153,979	149,625	149,625	145,414

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

- $F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{ij,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 872,485 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

8.4.14. Résistance des soudures

$$A_w = 256,43 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 161,30 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 95,13 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 119728,23 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 55,442 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 46,590 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{||} = 16,544 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 110,884 < 381,176 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 97,486 < 381,176 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 55,442 < 291,600 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

8.4.15. Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 69 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 6 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
----	-------	-------	-------	-------	-------------	-----------------	-------------------

Annexes

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	10,18	358,27
1	518	0	375	95	0	0,98	50,79
2	438	1	1529	100	1	3,05	133,59
3	358	1	1529	100	1	2,49	89,27
4	278	1	1529	100	1	1,94	53,86
5	198	1	1529	112	1	1,38	27,37
6	98	0	716	141	0	0,34	3,38

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 352 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 83,72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 352 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 57000,869 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,77 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 20609,625 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 669076,800 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 13381,536 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

8.4.16. Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Remarques

Pince du boulon trop grande.

$$165 \text{ [mm]} > 120 \text{ [mm]}$$

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre $8 \text{ [mm]} < 12 \text{ [mm]}$

Annexes

Pince du boulon trop grande.	165 [mm] > 120 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 21 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,97
---	------------

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

1. DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
2. D.T.R B C 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« CCM97 ».
3. D.T.R B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA2024, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
4. D.T.R B C – 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d’exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
5. EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier ».
6. EUROCODE 4 ; Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
7. B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
8. DTR-BC2.331 : Règles de calculs ses fondations superficielles.
9. Le CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
10. Projets de fin d’étude (Université de BLIDA).
11. Cours de 1^{er} et 2^{ème} année master.