

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : Génie Civile

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : Génie Civile

Spécialité : CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN CENTRE COMMERCIAL (SHOWROOM)

Présenté par : – LAZLI Selma
– RAMOUL Lina

Encadrant : *Kebaili Bashir*

MCA

Université Badji Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

| | | | |
|------------------|-----|------------|-----------|
| Djouini Chawki | MCB | Université | Président |
| Kebaili Bashir | MCA | Université | Encadrant |
| Mezigheche Nawel | MAA | Université | Examineur |

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciement

La réalisation du présent travail est le fruit d'effort fournis et de sacrifices consentis de plusieurs personnes à qui il serait ingrat de notre part de ne pas leur exprimer notre gratitude.

Avant tout, nous remercions Dieu Tout Puissant pour la protection qu'il a faite en nous jusqu'à ce jour et pour ses bienfaits qu'il n'a cessé de témoigné en notre égard, pour la santé, la paix, l'intelligence, la sagesse, la force sans oublier ce souffle qu'il nous prête du jour au lendemain afin d'arriver au jour de la réalisation du présent mémoire.

A vous nos très chers parents dont votre instruction a été un souci prioritaire, objet de tant de sacrifices et de privations, que ce travail console vos cœurs et fasse votre bonheur.

Nous tenons aussi à remercier, notre encadrant « [Mr. Kébaili bashir](#) » pour avoir dirigé ce mémoire. De nous avoir pris en charge avec cœur ouvert, et pour son encadrement de qualité, pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous remercions vivement et sincèrement tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi le groupe du bureau d'étude CENDO.

*Nous remercions également les membres du jury qui ont consacré de leur temps à
ce modeste travail.*

*Enfin, NOS remerciement vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin,
apporté aide et encouragements.*

Merci à tous

LAZLIS Et RAMOUL.L

Dédicace

((الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات ما إنتهى درب ولا ختم جهد الا بفضلك يا رب
الحمد لله قولا و فعلا و شكرا و رضا.))

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, C'est avec une grande
gratitude et des mots sincères, que je dédie mon succès à :*

*Mes chers parents, qui ont travaillé dur et se sont sacrifiés pour moi tout au long
de mes études.*

Mon frère « Othman » et ma petite sœur « loudjaine ».

Tous les membres de la famille.

*Mes chères amies « Ibtihel » « Fadia » « Raja » et mes collègues et tous ceux qui
m'ont aidés merci pour leurs amours et leurs encouragements.*

Tous mes enseignants.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

LAZLI SELMA

Dédicace

{ وَتَجِيئُهُمْ فِيهَا سَلَامٌ وَأَخِرَ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ }

"الحمد لله الذي ما ختم جهد ولا تم سعي إلا بفضله" الحمد لله كثير مبارك يليق بجلالتك يا الله "

*Ce projet fin d'étude est dédié à ma chère grand-mère et mes parents ce m'ont toujours poussé et motivé dans mes études .sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'études longues .ce projet fin d'étude représente donc l'aboutissement du soutien et encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité.
Qu'ils en soient remerciés par cette trop modeste dédicace.*

C'est un moment de plaisir de dédier cet œuvre, à mes belles sœurs : [Aya](#), [Imene](#), en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour le dévouement et les sacrifices dont vous avez fait toujours preuve à mon égard.

Et finalement, je remercie tout ma grande famille

« [AZZOUZ ET RAMOUL](#) »

Ramoul lina

Résumé :

Le présent résumé porte sur l'étude d'un showroom de charpente métallique réalisé dans le cadre d'un Master Génie Civil, avec une spécialisation en charpente. L'objectif de cette étude est de concevoir et de réaliser un espace d'exposition mettant en valeur les différentes applications de la charpente métallique dans le domaine de la construction.

La charpente métallique est devenue une alternative aux systèmes de construction traditionnels en raison de ses avantages en termes de résistance, de flexibilité et de durabilité.

L'étude comprend plusieurs phases. Tout d'abord, une analyse approfondie des exigences fonctionnelles et esthétiques. Cela inclut la définition de la superficie nécessaire, l'évaluation des charges requises et l'identification des contraintes spécifiques liées à la charpente métallique.

Ensuite, une conception détaillée est élaborée, en utilisant des logiciels de modélisation et de simulation avancés. Cette étape permet de déterminer la configuration optimale de la charpente, en tenant compte des contraintes structurelles, des contraintes de sécurité et des exigences esthétiques. Des calculs de résistance et de stabilité sont effectués pour garantir la fiabilité de la structure.

Une fois la conception finalisée, des plans détaillés sont réalisés, incluant les plans de fabrication et d'assemblage.

Enfin, la construction du showroom est entreprise en suivant les plans établis. Des inspections régulières sont effectuées pour garantir la conformité aux normes de sécurité et de qualité.

En conclusion, l'étude d'un showroom de charpente métallique dans le cadre du Master Génie Civil, option Charpente, constitue une expérience enrichissante pour les étudiants. Elle leur permet d'acquérir une expertise pratique dans la conception et la construction de structures métalliques, tout en démontrant les avantages de la charpente métallique dans le domaine de la construction.

Abstract :

This summary focuses on the study of a metal frame showroom conducted as part of a Master's degree in Civil Engineering, specializing in steel structural engineering. The aim of this study is to design and create an exhibition space that highlights the various applications of metal framing in the construction industry.

Metal framing has emerged as an alternative to traditional construction systems due to its advantages in terms of strength, flexibility, and durability. The study consists of several phases. Firstly, a comprehensive analysis of functional and aesthetic requirements is conducted. This includes determining the required area, evaluating the necessary loads, and identifying specific constraints related to metal framing.

Next, a detailed design is developed using advanced modelling and simulation software. This step enables the determination of the optimal configuration of the frame, taking into account structural constraints, safety considerations, and aesthetic requirements. Strength and stability calculations are performed to ensure the reliability of the structure.

Once the design is finalized, detailed plans are created, including manufacturing and assembly plans. Finally, construction of the showroom begins following the established plans. Regular inspections are conducted to ensure compliance with safety and quality standards.

In conclusion, studying a metal frame showroom as part of a Master's degree in Civil Engineering, specializing in steel structural engineering, provides an enriching experience for students. It allows them to gain practical expertise in the design and construction of metal structures while demonstrating the advantages of metal framing in the field of construction.

ملخص :

يتركز هذا الملخص على دراسة صالة عرض للإطارات المعدنية التي أجريت كجزء من درجة الماجستير في الهندسة المدنية، مع التخصص في الهندسة الإنشائية للأطر الفولاذية. الهدف من هذه الدراسة هو تصميم وإنشاء مساحة عرض تبرز التطبيقات المختلفة للإطارات المعدنية في صناعة البناء.

ظهرت الإطارات المعدنية كبديل لأنظمة البناء التقليدية بسبب مزاياها من حيث القوة والمرونة والمتانة. تتكون الدراسة من عدة مراحل. أولاً، يتم إجراء تحليل شامل للمتطلبات الوظيفية والجمالية. يتضمن ذلك تحديد المساحة المطلوبة وتقييم الأحمال اللازمة وتحديد القيود الخاصة المتعلقة بالإطارات المعدنية.

بعد ذلك، يتم تطوير تصميم مفصل باستخدام برامج نمذجة ومحاكاة متقدمة. تتيح هذه الخطوة تحديد التكوين الأمثل للإطار، مع مراعاة القيود الهيكلية واعتبارات السلامة والمتطلبات الجمالية. يتم إجراء حسابات القوة والاستقرار لضمان موثوقية الهيكل.

بمجرد استكمال التصميم، يتم إنشاء خطط مفصلة تشمل خطط التصنيع والتجميع. وأخيراً، يبدأ بناء الصالة التجارية وفقاً للخطط المعتمدة. يتم إجراء فحوصات دورية لضمان الامتثال لمعايير السلامة والجودة.

في الختام، فإن دراسة صالة عرض للإطارات المعدنية كجزء من درجة الماجستير في الهندسة المدنية، مع التخصص في الهندسة الإنشائية للأطر الفولاذية، توفر تجربة غنية.

Notations générales

Actions :

G : Charge permanente uniformément répartie (KN/ml).

Q : Charge d'exploitation uniformément répartie (KN/ml).

E : Action sismique.

S : Charge de neige (KN/m²).

S_k : Charge de neige sur le sol (KN/m²).

W : Charge de vent (KN/m²).

q_j : Pression statique du vent (N/m²).

q_{dyn} : Pression dynamique du vent (N/m²).

q_{u,s} : Charge pondérée à ELU, ELS (KN/ml).

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

ELC : Etat limite en phase de construction.

Sollicitations-Contraintes-Déformations :

E_s : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

M_{Sd} : Moment sollicitant Maximum (KN.m).

M_{Rd} : Moment résistant (KN.m).

M_{St} : Moment stabilisateur

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

M_u : Moment ultime.

N_{Sd} : Effort normal due aux charges verticales (KN).

N_u : Effort normal pondéré (KN).

N_{rd} : Effort normal résistant (KN).

N_{pl} : Effort normal de plastification (KN).

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant (KN).

V_{pl} : Effort tranchant de plastification (KN).

f : flèche d'une poutre (mm).

f_{adm} : Flèche admissible (mm).

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).

ε : Allongement relatif (déformation %).

ε_y : Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

f_{yb} : Résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

σ : Contrainte normale (MPa).

σ_{ec} : Contrainte de traction d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques géométriques :

A : Section brute d'une pièce (cm²).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm²).

A_v : Aire de cisaillement (cm²).

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴).

A : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

B : Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

B_{eff} : Largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).

H: Hauteur d'une pièce en générale (mm).

H_p: Hauteur de la tôle profilée (mm).

H_c: Epaisseur de la dalle en béton armé (cm).

A_s : Section d'armature de béton (cm²).

L : Longueur, ou portée d'une poutre(m).

L_{cr} : Longueur critique (m).

T: Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w : Epaisseur d'une âme de poutre (mm).

i: Rayon de giration d'une section (mm).

L_f : Longueur de flambement (mm).

v_s : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm).

v_i : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

n : Nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.

P:Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n: Coefficient d'équivalence acier-béton.

C_p: Coefficient de pression.

K : Coefficient de flambement.

K_v; K_z : Coefficient de flambement-flexion.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

ε: Coefficient de réduction élastique de l'acier.

λ : Elancement de l'élément.

K_λ : Elancement eulérien.

λ: Elancement réduit.

λ_{LT} : Elancement de déversement.

μ : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

Indice (sd) : Sollicitation de calcul.

Indice (Rd) : Résistance de calcul.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

| | |
|--|---|
| I.1. Introduction : | 3 |
| I.2. Présentation du projet : | 3 |
| I.3. Description architecturale : | 5 |
| I.4. Description et conception structurale : | 5 |
| I.4.1. Ossature : | 5 |
| I.4.2. Le plancher : | 6 |
| I.5. Les assemblages : | 6 |
| I.6. données concernant le site : | 6 |
| I.7. Matériaux utilisés : | 6 |
| I.8. Règlements techniques : | 7 |

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

| | |
|---|----|
| II.1. Introduction : | 9 |
| II.2. Charges permanentes (G) : | 9 |
| II.3. Surcharges d'exploitations (Q) : | 10 |
| II.4. Charges climatiques : | 10 |
| II.4.1. Effet de la neige : | 10 |
| II.4.1.1. Introduction : | 10 |
| II.4.1.2. Charge de la neige sur la toiture : | 10 |
| II.4.2. Effet du vent : | 12 |
| II.4.2.1. Introduction : | 12 |
| II.4.2.2. Données relatives au site : | 13 |
| II.4.2.3. Calcul de vent : | 13 |

CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

| | |
|---|----|
| III.1. Introduction : | 16 |
| III.2. Les solives : | 16 |
| III.2.1. Solives du plancher : | 16 |
| III.2.1.1. Etat limite ultime (ELU) : | 16 |
| III.2.1.2. Etat limite de service (ELS) : | 18 |

| | |
|---|----|
| III.2.1.3. Etat limite en phase de construction (ELC) : | 21 |
|---|----|

CHAPITRE IV : ETUDE D'UN PLANCHER MIXTE

| | |
|---|----|
| IV.1. Introduction : | 23 |
| IV.2. La méthode de calcul : | 23 |
| IV.3. Solives du plancher courant : | 23 |
| IV.3.1. Phase de construction : | 24 |
| IV.3.2. Phase finale : | 25 |
| IV.4. Conclusion : | 29 |
| IV.5. Etude des connecteurs : | 29 |
| IV.5.1. Définition : | 29 |
| IV.5.2. Les différents types de connecteurs : | 30 |

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

| | |
|---|----|
| V.1. Introduction : | 34 |
| V.2. Modélisation : | 34 |
| V.3. Choix de la méthode de calcul : | 35 |
| V.3.1. La méthode de calcul adopté : | 35 |
| V.3.2. Principe de la méthode : | 35 |
| V.3.3. Condition d'application de la méthode statique équivalente : | 35 |
| V.4. Disposition des contreventements : | 36 |
| V.5. Caractéristique de l'ouvrage : | 37 |
| V.6. Vérifications et calculs: | 37 |
| V.6.1. Estimation de la période fondamentale expérimentale : | 37 |
| V.6.2. Calcul de la force sismique totale : | 38 |
| V.6.3. Les vérifications sismiques : | 43 |
| V.7. Conclusion : | 47 |

CHAPITRE VI : VERIFICATIONS DES ELEMENTS

| | |
|--|----|
| VI.1. Introduction : | 49 |
| VI.2. Vérification de la poutre principale IPE 450 : | 49 |
| VI.2.1. Vérification à la résistance : | 49 |
| VI.2.2. Vérification à la stabilité : | 51 |
| VI.3. Vérification des poteaux HEA300 : | 54 |

| | |
|---|----|
| VI.3.1-Vérification à la résistance :..... | 55 |
| VI.3.2. Vérification à la stabilité : | 56 |
| VI.4. Vérification des contreventements : | 60 |

CHAPITRE VII : LES ASSEMBLAGES

| | |
|---|----|
| VII.1.Introduction :..... | 63 |
| VII.2.Définition et rôle :..... | 63 |
| VII.3. Mode d'assemblage : | 63 |
| VII.3.1.Assemblages boulonnés :..... | 64 |
| VII.3.2.Assemblages soudés :..... | 64 |
| VII.3.3.Assemblages par frottement : | 64 |
| VII.4.Coefficients partiels de sécurité : | 64 |
| VII.5.Calcul des assemblages par Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014 :..... | 64 |
| VII.5.1.Assemblage poutre principale - solive : | 64 |
| VII.5.1.1.Géométrie : | 65 |
| VII.5.1.2.Résultats :..... | 68 |
| VII.5.2.Assemblage poteau - poutre secondaire : | 69 |
| VII.5.2.1.Géométrie : | 70 |
| VII.5.2.2.Résultats :..... | 72 |
| VII.5.3.Calcul d'assemblage poteau avec poutre à deux côtés: | 73 |
| VII.5.3.1.Géométrie : | 74 |
| VII.5.3.2.Résultats :..... | 78 |
| VII.5.4.Contreventement en X : | 84 |
| VII.5.4.1.Géométrie : | 84 |
| VII.5.4.2. Résultats :..... | 87 |
| VII.5.5.Calcul des pieds de poteau : | 88 |
| VII.5.5.1.Géométrie : | 88 |
| VII.5.5.2.Vérification du béton :..... | 91 |

CHAPITRE VIII: LES FONDATIONS

| | |
|---|----|
| VIII.1.Introduction : | 95 |
| VIII.2.Definition : | 95 |
| VIII.3.Fonctionnementdesfondation : | 95 |

| | |
|---|------------|
| VIII.4.choixdutypedefondation : | 95 |
| VIII.5.Semelle isolée : | 96 |
| VIII. 5. 1.Dimensionnement de gros béton : | 97 |
| VIII.5.2.Dimensionnement de la semelle : | 97 |
| VIII.6.Etude de la longrine : | 100 |
| VIII.6.1.Introduction : | 100 |
| VIII.6.2.Calcul du ferrailage : | 101 |
| VIII.6.3.Schéma de ferrailage : | 101 |

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

| | |
|---|---|
| Figure I.1 : localisation du site..... | 3 |
| Figure I.2: Plan RDC..... | 4 |
| Figure I.3 : Plan du 1 ^{er} étage..... | 4 |

CHAPITRE IV: ETUDE D'UN PLANCHER MIXTE

| | |
|---|----|
| Figure IV.1: Schéma des solives..... | 24 |
| Figure IV.2 : Largeur efficace de la dalle..... | 26 |
| Figure IV.3 : Poutre mixte (acier et béton)..... | 29 |
| Figure IV.4 : Types de connecteurs..... | 30 |
| Figure IV.5 : Dimensions d'une cornière soudée avec filant..... | 31 |

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE

| | |
|---|----|
| Figure V.1 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS..... | 34 |
| Figure V.2 : Vue en élévation transversale suivant axe X-X..... | 37 |

CHAPITRE VI : VERIFICATIONS DES ELEMENTS

| | |
|--|----|
| Figure VI.3: Contreventement en X..... | 60 |
|--|----|

CHAPITRE VII : LES ASSEMBLAGES

| | |
|---|----|
| Figure VII.1 : Assemblage poutre IPE450 - avec solive IPE200..... | 65 |
| Figure VII.2 : Assemblage poteau HEA300 - poutre IPE200..... | 69 |
| Figure VII.3 : Assemblage poteau HEA300 - poutre IPE450..... | 74 |

| | |
|--|-----------|
| Figure VII.4 : Assemblage contreventement en X..... | 84 |
| Figure VII.5 : Assemblage pied de poteau..... | 88 |

CHAPITRE VIII : LES FONDATIONS

| | |
|---|------------|
| Figure VIII.1 : Les efforts normaux à la base..... | 96 |
| Figure VIII.2 : Section d'une semelle isolée..... | 97 |
| Figure VIII.3 : Ferrailage de la semelle isolée..... | 100 |
| Figure VIII.4 : Ferrailage de la longrine..... | 101 |

Liste des tableaux

CHAPITRE II: EVALUATION DES ACTIONS

| | |
|--|----|
| Tableau II.1 : la charge permanente G..... | 9 |
| Tableau II.2 : les surcharges d'exploitations Q..... | 10 |
| Tableau II.3 : Coefficient de frome-toiture à un versant..... | 11 |
| Tableau II.4 : Coefficient de frome-toiture à deux versants..... | 12 |
| Tableau II.5 : Catégorie de terrain..... | 13 |
| Tableau II.6 : calcule de la façade au le vent selon logiciel ETABS..... | 14 |
| Tableau II.7 : calcule de la façade sous le vent selon logiciel ETABS..... | 14 |

CHAPITRE IV : ETUDE D'UN PLANCHER MIXTE

| | |
|--|----|
| Tableau IV.1 : Les efforts tirés à partir de l'ETABS..... | 24 |
| Tableau IV.2 : Les valeurs des moments dans la phase finale..... | 27 |
| Tableau IV.3 : Les valeurs des efforts tranchants..... | 27 |

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE

| | |
|--|----|
| Tableau V.1 : Catégorie du site..... | 39 |
| Tableau V.2 : Valeurs du coefficient d'amortissement..... | 39 |
| Tableau V.3: valeurs du coefficient CT..... | 40 |
| Tableau V.4: Valeurs des pénalités..... | 42 |
| Tableau V.5 : La force sismique à la base..... | 43 |
| Tableau V.6 : Vérification de déplacement entre étages dans le sens X..... | 44 |
| Tableau V.7 : Vérification de déplacement entre étages dans le sens Y..... | 44 |
| Tableau V.8 :Le déplacement max au sommet dans le sens X..... | 45 |

| | |
|---|-----------|
| Tableau V.9 : Le déplacement max au sommet dans le sens Y..... | 45 |
| Tableau V.10 : Vérification de l'effet P-Δ..... | 46 |
| Tableau V.11 : Les valeurs des moments selon l'ETABS..... | 46 |
| Tableau V.12 : Vérification de renversement..... | 47 |

CHAPITRE VI : VERIFICATIONS DES ELEMENTS

| | |
|---|-----------|
| Tableau VI.1: sollicitations sur la poutre principale IPE 450..... | 49 |
| Tableau VI.2 : Les valeurs des efforts tranchants..... | 50 |
| Tableau VI.3: Les valeurs des moments..... | 50 |
| Tableau VI.4: sollicitations sur le poteau HEA 300..... | 54 |
| Tableau VII.5 : Les valeurs des efforts tranchants..... | 55 |
| Tableau VI.6: Les valeurs des moments..... | 55 |

CHAPITRE VIII : LES FONDATIONS

| | |
|--|-----------|
| Tableau VIII.1 : Dimensionnement de la semelle..... | 98 |
| Tableau VIII.2 : Calcul du ferrailage..... | 99 |

Introduction générale

Le développement que le monde est en train de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

Les structures métalliques ont pris une grande importance dans ces dernières années de notre ère, car elles permettent d'économiser du temps, du travail, des efforts considérables et constituent donc une tendance importante pour de nombreux pays du monde. Ces structures se distinguent des autres par l'étendue de la zone couverte, et à cet effet, la demande de structures métalliques a augmenté dès que l'on pense à la construction d'usines et d'ateliers de grande importance car cette structure répond mieux à la demande que d'autres structures.

Les installations métalliques sont utilisées dans les grandes constructions en raison de sa dureté et de sa résistance et composées principalement d'acier, nous utilisons principalement les tôles et les profilés, Le coût est basé sur le poids, ce qui nous fait rechercher certaines caractéristiques telles que la légèreté, la rapidité d'exécution, les propriétés mécaniques élevées (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue).

Par conséquent, nous devons concevoir et calculer la structure de manière à maintenir l'équilibre entre le coût (une bonne gestion du budget) et la qualité.

Dans ce contexte s'inscrit notre projet de fin d'étude et vise à étudier un showroom à usage commerciale en charpente métallique qui sera construit au niveau de la RN44 **SIDI ACHOUR ANNABA**.

Pour réaliser cette étude, nous avons utilisé des outils informatiques, devenus une nécessité à notre époque, et nous avons choisi les programmes les plus performants et le plus généraux : Les logiciels, **ETABS, ROBOT-EXPERT, AUTOCAD**, et les documents technique règlementaire : **EUROCODE1, EUROCODE 3, EUROCODE 4, DTR-C2.2, RNV99, RPA99v2003, CCM97, BAEL91**.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction :

Le terme showroom définit un lieu d'exposition, et éventuellement de vente, destiné à la mise en valeur exclusive des produits d'un fabricant. Ce lieu d'exposition peut être considéré comme privilégié car il est généralement d'un design particulièrement soigné pour mettre en valeur la gamme de produits et l'image du fabricant.

I.2. Présentation du projet :

Le projet c'est un showroom destinée à usage commercial, la structure était initialement en béton armé, mais nous avons ensuite décidé d'avoir une structure au charpente métallique en raison des grandes portées, de là, nous aurons plusieurs avantages, notamment de grandes portées et un poids léger au niveau des fondations ce projet sera implanté à **RN 44 SIDI ACHOUR ANNABA.**



Figure I.1 : Localisation du site.

La structure est constituée d'un **RDC** showroom d'une grande aire commerciale avec des bureaux.



Figure I.2 : plan RDC

Et il y a un vide dans le 1^{er} étage qui donne directement sur **RDC** et cela s'appelle une **MEZZANINE** avec une administration.

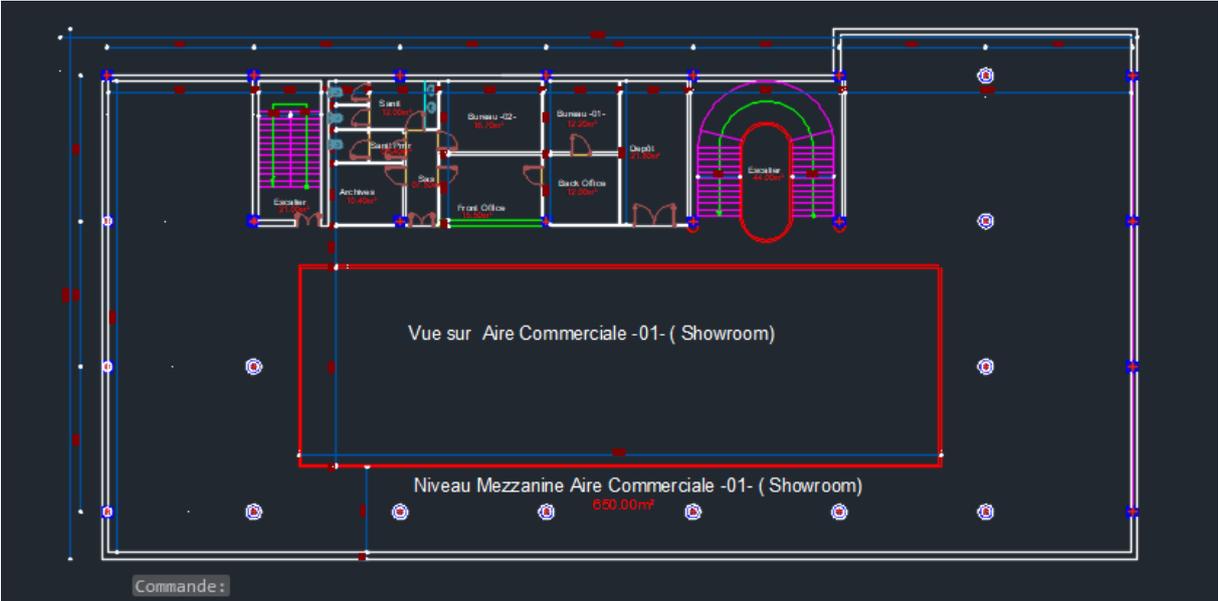


Figure I.3 : plan du 1^{er} étage.

La façade principale de la structure est en verre pour le but de l'exposition les autres façades c'est en panneau sandwich , et cette structure présente deux parties de toiture la première partie c'est la partie en verre double vitrage qui présente la toitures à deux versants et cela couvre la zone de la mezzanine pour le but d'éclairage en plus le facteur de l'esthétique, et la deuxième partie c'est la partie de panneau sandwich qui ne présente aucune inclinaison et qui couvre la surface restante de la structure.

I.3. Description architecturale :

❖ Données géométriques du projet :

D'après la vue en plan les dimensions de la structure sont :

➤ Dimensions en plans :

- Longueur totale de showroom :.....49.30 m
- Largeur totale de showroom :.....21.50 m
- L'espace entre les poteaux :.....7.00m

➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur de la toiture en verre :.....1.00m
- Hauteur du rez-de-chaussée :.....4.08 m
- Hauteur d'étage :.....4.08 m
- Surface totale :.....760 .00m²
- Surface de étage de la mezzanine :.....650.00 m²
- Hauteur de la toiture en verre :.....1.00m

I.4. Description et conception structurale :

I.4.1. Ossature :

Un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés afin de résister aux charges appliquées.

Les poteaux seront des éléments en HEA au vu de leur sollicitation de compression, les poutres en IPE étant donné qu'elles sont sollicitées en flexion, pour le plancher on a choisi des dalles en béton armé qui seront associées à des solives en IPE constituant ainsi des poutres mixtes plus performantes et économiques.

Le contreventement choisi est en portiques dans la direction principale et des palés de stabilités en X dans le sens longitudinal, suite à leur rigidité et performance.

I.4.2. Le plancher :

Une dalle pleine d'épaisseur **80mm** coulée sur un bac d'acier **TN40** avec poutre mixte en **IPE**.

Nous utilisons ce type de plancher car il est une solution plus économique et la plus judicieuse techniquement et pour la raison de poids d'exploitation et la circulation des personnes.

I.5. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages dans notre projet seront le boulonnage ordinaire et le soudage.

I.6. données concernant le site :

Les caractéristiques de site :

- L'altitude : **10 m**
- La zone de neige : **B**
- La zone du vent : **I**
- La zone sismique : **II.a**
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol}=1$ bar

I.7. Matériaux utilisés :

➤ **Acier :**

Les caractéristiques de l'acier **S275** sont les suivantes :

- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : 7850 kg/m^3 .
- Module d'élasticité longitudinal : 210000 MPa .
- Module d'élasticité transversal : 81000 MPa .

➤ **Béton :**

On va utiliser béton de classe 25.

Les caractéristiques du béton **C25/30** sont les suivantes :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 14.2 \text{ MPa}.$$

I.8. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **EUROCODE 1** : Base de calcul et actions sur les structures.
- **EUROCODE 3** : Calcul des structures en acier.
- **EUROCODE 4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- **DTR-C2.2** : Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitations.
- **RPA99 v 2003** : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- **RNV99** : Règles définissant les effets de la neige et vent.
- **CCM97** : Règles de conception et de calcul des structures en acier.
- **BAEL** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

CHAPITRE II :
EVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction :

Ce chapitre définit les différentes charges agissantes sur notre structure et qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Et Sont définies par l'ensemble suivant :

- Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires).
- les charges d'exploitations (selon la destination de l'ouvrage).
- Les actions climatiques (Neige et Vent).
- Les actions accidentelles (séisme, chocs, ...).

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique **DTR B.C2.2,EUROCODE 1** (charges et surcharges), **RNV99**(neige et vent) et, **RPA99 v 2003**(séisme).

II.2. Charges permanentes (G) :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage (le poids propre de la structure elle-même). Sont des charges qui ne varient pas dans le temps.

Plancher mezzanine :

| N° | Couche | Epaisseur (cm) | Masse volumique (KN/m3) | G (KN/m ²) |
|----|-------------------|-------------------|----------------------------|------------------------|
| 1 | Carrelage | 1.5 | 20 | 0.3 |
| 2 | MORTIER DE CIMENT | 4 | 20 | 0.8 |
| 3 | Dalle pleine | 0.08 | 25 | 2 |
| 4 | Faux plafond | 1.5 | 9 | 0.135 |
| | | | G | 3.24 |

Tableau II.1 : la charge permanente G.

II.3. Surcharges d'exploitations (Q):

Les surcharges d'exploitation sont des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et déterminées suivant le document technique réglementaire **EUROCODE 1** de base de calcul et actions sur les structures partie charges et surcharges d'exploitations.

Dans ce projet On a choisie : catégorie C3 (espace ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes).

| | |
|--|----------|
| Charge d'exploitation (KN/m ²) | Q |
| | 4 |

Tableau II.2 : les surcharges d'exploitations Q.

II.4. Charges climatiques :

II.4.1. Effet de la neige :

II.4.1.1. Introduction :

L'accumulation de la neige sur la toiture des structures produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNV99** 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 10 m.

II.4.1.2. Charge de la neige sur la toiture :

$$S = \mu \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \text{ (§3.1.1. RNV99).}$$

Avec :

S_k: Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré.

μ: coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme

Le structure étudié est située à Annaba qui est classé en zone B selon la classification de **RNV99**.

La valeur de **S_k** : en KN/m² est déterminée par la loi de variation suivante, en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$\text{Zone B} \rightarrow \mathbf{S_k} = \frac{0.04H+10}{100} \text{ [KN/m}^2\text{]} (\S 4.2\text{RNV99})$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer **H = 10m**.

Application numérique :

$$\mathbf{S_k} = \frac{(0.04 \times 10) + 10}{100} = 0.104 \text{ kN/m}^2$$

Coefficient de forme de la toiture : en fonction de la forme de la toiture.

Le projet présente deux parties de toiture la première partie c'est la partie de panneau sandwich qui ne présente aucune inclinaison, et la deuxième partie de verre qui présente Toitures à deux versants

La partie de panneau sandwich :

Dans ce cas l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 0^\circ$. Et d'après le **tableau 6.1. (RNV 99)** on a :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (**Selon le tableau 6.1 RNV99**).

| (α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$) | $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|--|-------------------------------|---|------------------------|
| coefficient μ | 0.8 | $0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0.0 |

Tableau II.3 : Coefficient de forme-toiture à un versant.

Calcul de la charge de neige :

$$\mathbf{S} = \mu \times \mathbf{S_k} \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad \mathbf{S} = 0.8 \times 0.104 = 0.08 \text{ KN/m}^2$$

La partie de verre Toitures à deux versants :

Dans ce cas l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 8.13^\circ$. Et d'après le **tableau 6.2. (RNV 99)** on a :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$$

| (α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °) | $0 \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $15 < \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60$ |
|--|-------------------------------|---|---|------------------|
| coefficient μ_1 | 0.8 | 0.8 | $0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0.0 |
| coefficient μ_2 | 0.8 | $0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$ | $1.1 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0.0 |

Tableau II.4 : Coefficient de frome-toiture à deux versants.

On adopte pour le coefficient μ_1 et $\mu_2 = 0.8$. (Selon le tableau 2, RNV99).

Calcul de la charge de neige :

$$S = \mu \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad S = 0.8 \times 0.104 = 0.08 \text{ kN/m}^2$$

• Dans ce projet il n'y'a pas accumulation de neige car il est toiture a double versant sans baïonnette

II.4.2. Effet du vent :

II.4.2.1. Introduction :

Tout ouvrage en construction métallique doit résister à différentes actions horizontales et verticales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.

- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

- La direction V_x et du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V_y du vent : parallèle à la façade principale.

II.4.2.2. Données relatives au site :

a) Effet de la région :

Notre structure est située dans la Zone I (ANNEXE 1, RNV99).

- La pression de référence : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$. (Ch2-tableau 2.3 du RNV99).

- La valeur de la vitesse de la référence du vent : $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$

b) Effet de site :

Site plat : coefficient de topographie $C_t=1$

Catégorie de terrain : II (tableau 2.4) (RNV99)

| | | | | |
|--|------|------|---|------|
| I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles. | 0,17 | 0,01 | 2 | 0,11 |
|--|------|------|---|------|

Tableau II.5 : Catégorie de terrain.

II.4.2.3. Calcul de vent :

Le calcul du vent est intégré au niveau du logiciel utilisé.

On a calculé selon la méthode de la force de trainée, notre structure n'est pas ouverte elle est climatisé en été et chauffé en hiver c'est une structure fermée.

a. La Façade au vent :

| Le vent perpendiculaire à la façade principale V_y | | Le vent parallèle à la façade principale V_x | |
|---|-----------------------|--|-----------------------|
| Pression du vent calculé (KN) | 230.149 KN | Pression du vent calculé (KN) | 109.3043 KN |
| Coefficient de force de trainée | 0.8 | Coefficient de force de trainée | 0.8 |
| Surface en (m ²) | 399.84 m ² | Surface en (m ²) | 191.76 m ² |
| Résultant (KN/m ²) | 0.65 | Résultant (KN/m ²) | 0.65 |

Tableau II.6 : calcul de la façade au le vent selon logiciel ETABS.

b. La Façade sous le vent :

| Le vent perpendiculaire à la façade principale V_y | | Le vent parallèle à la façade principale V_x | |
|---|-----------------------|--|-----------------------|
| Pression du vent calculé (KN) | 88.4666 KN | Pression du vent calculé (KN) | 40.852 KN |
| Coefficient de la force de trainée | 0.3 | Coefficient de force de trainée | 0.3 |
| Surface en (m ²) | 399.84 m ² | Surface en (m ²) | 191.76 m ² |
| Résultant (KN/m ²) | 0.25 | Résultant (KN/m ²) | 0.25 |

Tableau II.7 : calcul de la façade sous le vent selon logiciel ETABS.

Donc on prend le cas défavorable :

Les valeurs des V_x et V_y sont :

| | |
|---------------------------------------|-------------------------|
| La Façade au vent (V_x, V_y) | 0.65 KN /m ² |
| La Façade sous le vent (V_x, V_y) | 0.25 KN /m ² |

CHAPITRE III :
PRE-DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

III.1. Introduction :

Le Prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul lors d'un projet.

En basant sur les charges verticales transmises par le plancher aux éléments porteurs et quilles transmettent à leur tour aux fondations, dimensionnements des éléments est déterminé.

III.2.Les solives :

Les solives sont des profilés en **IPE** car il travaille en flexion il n'ya pas un risque de déversement, sauf en phase de construction dont leur espacement est compris entre 1.0 et 1.75m selon le type de plancher utilisé.

III.2.1.Solives du plancher :

La solive la plus sollicitée a une portée de 7m, l'entraxe entre les solives est de 1.4m.

Les charges sont :

- Poids propre du plancher.....**G = 3.24KN/m²**
- Surcharge.....**Q = 4KN/m²**

L'entraxe entre les solives est de 1.4 m.

III.2.1.1.Etat limite ultime (ELU) :

Combinaisons des charges :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 3.24 + 1.5 \times 4) = 10.374 \text{ KN/m}$$

En fonction de l'axe neutre pour qu'il soit au niveau du béton.

Un calcul manuel a été fait pour pré dimensionner la solive.

$$F_b = b \cdot x \frac{0.85f_c}{1.5}$$

$$F_a = A_{pr} \times \sigma$$

$$b \cdot x \frac{0.85f_c}{1.5} = A_{pr} \times \frac{275}{1.1}$$

$$F_b = \frac{1400 \times 80 \times 14}{1000} = 1568 \text{ KN}$$

$$F_a = 250 A_{pr}$$

On a:

$$F_a \leq F_b$$

$$250 A_{pr} \leq 1568$$

$$A_{pr} \leq \frac{1568 \times 1000}{250} = 6272 \text{ mm}^2$$

IPE: $A_s = 6272 \text{ mm}^2$ au maximum.

Moment sollicitant max :

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{10.374 \times 7^2}{8} = 64 \text{ KN.m} \times 1.4 = 89.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 89600 \text{ KN.mm}$$

On prend en première approche un IPE 200

$$F_b = 1400 \times x \times 14 = x.19600 \text{ N} = x.19.6 \text{ KN}$$

Moment de la dalle :

$$M_{dalle} = F_b \times Z = M_{sd}$$

$$Z = \left[\left(h_0 + \frac{h_{pr}}{2} \right) - \frac{x}{2} \right]$$

$$Z = \left(80 + \frac{200}{2} \right) - \frac{x}{2} = 180 - \frac{x}{2}$$

$$M_{dalle} = 19.6x \times \left(180 - \frac{x}{2} \right) = 89600 \text{ KN.mm}$$

$$M_{dalle} = 19.6x \times 180 - 19.6x \times \frac{x}{2} = 89600 \text{ KN.mm}$$

$$M_{dalle} = 3528x - 19.6 \frac{x^2}{2} - 89600$$

$-9.8 x^2 + 3528 x - 89600 = 0 \rightarrow$ équation de 2^{ème} degré

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

D'après Excel :

$$\Delta = 8934464$$

$$X1 = 332.502927$$

$$X2 = 27.4970726$$

Donc : X = 28 mm

$$Fb = 1.4 \times 0.028 \times 14 = 0.5488$$

$$Z = (0.080 + 0.1) - \frac{0.028}{2} = 0.166$$

$$M_{dalle} = Fb \times Z = 0.5488 \times 0.166 = 0.0911008$$

$$M_{dalle} = 91.1008 \text{ KN.m}$$

Moment résistant:

$$M_{Rd} = \sigma \times z$$

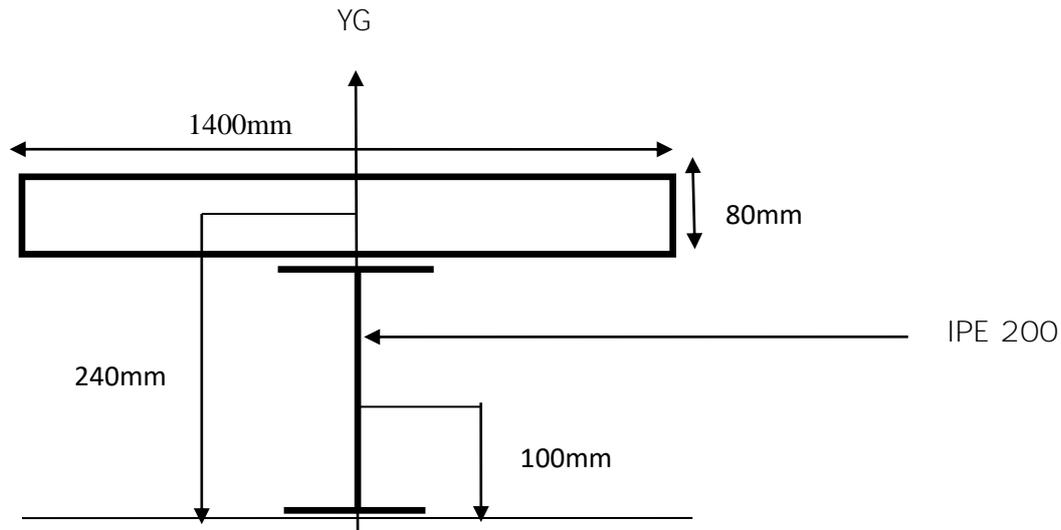
$$M_{Rd} = \frac{A_{pr} \frac{275}{1.1}}{1000} \left(180 - \frac{28}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = 118.192 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Ratio} = \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = \frac{89.6}{118.129} = 0.7584$$

Donc : IPE 200 vérifié la résistance à la flexion.

III.2.1.2. Etat limite de service (ELS) :



Centre de gravité selon l'axe Y :

$$YG = \frac{\sum S_i V_i}{\sum S_i}$$

$$YG = \frac{\left(\frac{80 \times 1400}{15}\right) \times 240 + (2848 \times 100)}{\left(\frac{80 \times 1400}{15}\right) + 2848} = \frac{2076800}{10314.67}$$

$$YG = 201.3444 \text{ mm}$$

L'inertie :

IP = 1943 d'après tableau des profilés

$$IB = \frac{bh^3}{12} = \frac{140 \times 7.9^3}{12} = 5752 \text{ cm}^2$$

$$h = h_{tot} - YG = 280 - 201 = 79 \text{ mm} = 7.9 \text{ cm}$$

IP : l'inertie du profilé.

IB : l'inertie de la dalle en béton.

$$d_p = Y_G - Y_I = 201 - 100 = 101 \text{ mm} = 10.1 \text{ cm}$$

$$d_b = \frac{7.9}{2} = 3.95 \text{ cm}$$

dp: l'axe neutre du profilé.

db: l'axe neutre du béton.

$$SP = 28.48 \text{ cm}^2$$

$$SB = \frac{7.9 \times 140}{15} = 73.7333 \text{ cm}^2$$

SP: section du profilé.

SB : section du béton.

$$I_{tot} = (IP + SP) \times d_p^2 + (IB + SB) \times d_b^2$$

$$I_{tot} = (1943 + 28.48) \times 10.1^2 + (5752 + 73.7333) \times 3.95^2$$

$$I_{tot} = 292009 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$q = (G+Q) \times e = (3.24+4) \times 1.4 = 10.15 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 0.1015 \times 700^4}{384 \times 21000 \times 292009} = 0.05 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{700}{250}$$

$$f_{adm} = 2.8 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{adm}$$

$$0.05 \leq 2.8 \rightarrow \text{vérifier}$$

III.2.1.3. Etat limite en phase de construction (ELC) :

$$IP: 1943 \times 84 \text{ cm}^4$$

$$G \text{ dalle: } 2.8 \text{ KN/ml}$$

$$Q \text{ const : } 3.5 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons des charges :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2.8 + 1.5 \times 3.5$$

$$q = 9.03 \text{ KN/ml}$$

Moment ultime :

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{9.03 \times 7^2}{8}$$

$$M_u = 55.308 \text{ KN.m}$$

Moment resistant:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{220.6 \times 10^3 \times 275}{1} = 60665000 \text{ N/}$$

$$M_{Rd} = 60.665 \text{ KN.m}$$

$$\text{Ratio} = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{55.308}{60.665}$$

$$r = 0.91$$

CHAPITRE IV :
ETUDE D'UN PLANCHER
MIXTE

IV.1.Introduction :

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux. Bien entendu il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

IV.2.La méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction.
- Phase finale.

A) phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivant :

- Le poids propre de profilé.
- Le poids du béton frais.
- La surcharge de construction (ouvrier).

B) phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre de profilé.
- Le poids du béton sec.
- La surcharge de construction (ouvriers).

IV.3.Solives du plancher courant :

La solive la plus sollicitée **IPE 200** a une portée de 7m et un espacement de 1.4m.

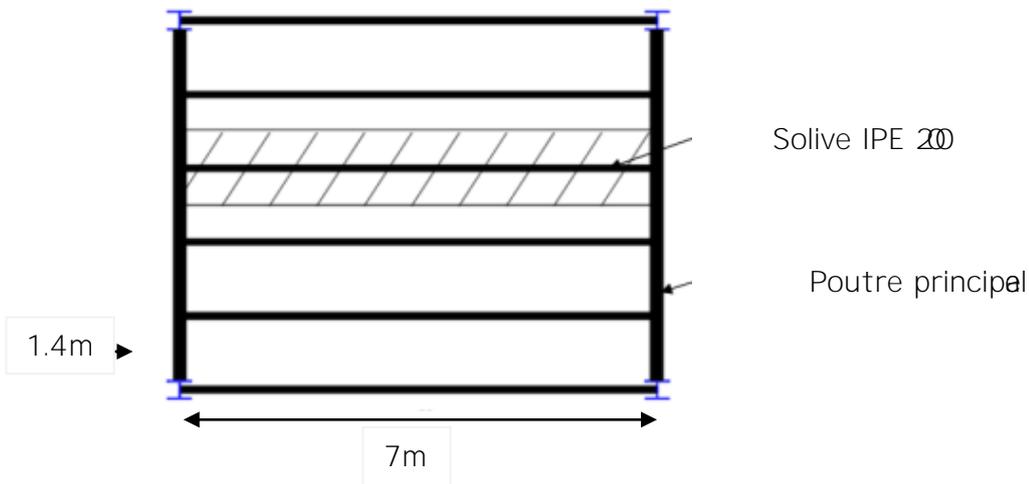


Figure IV.1: Schéma des solives.

Les efforts sont tirés à partir de l'ETABS :

| | Constr. | Dead | SDL | Live NR | Combo | Factored |
|-------------------|---------|---------|---------|---------|-------|----------|
| I end, J end (kN) | 0,0000 | 10,6350 | 13,6500 | 16,8000 | ELUX | 57,9848 |

Tableau IV.1 : Les efforts tirés à partir de l'ETABS.

IV.3.1.Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul.

- **Vérification de la résistance à la flexion (Eurocode 3) :**

Le moment fléchissant M_{Ed} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl}}{\gamma_{M0}}$$

$$q_u = 1.35G_c + 1.5Q_c = 9.03 \text{ KN/ml}$$

$$M_{Ed} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 55.308 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl}}{\gamma_{M0}} = 60.665 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de la flèche :**

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{\max} = \frac{5q_s l^2}{384EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_s = 6.3 \text{ KN/ml}$$

$$L = 7\text{m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 6.3 \times 7000^2}{384 \times 210000 \times 1943 \times 10^4} = 48.27 \text{ mm.}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm.}$$

$f_{\max} > f_{\text{adm}} \rightarrow$ condition non vérifiée

Au lieu de changer le profilé on met un étaielement provisoire pour que la dalle durcisse et la poutre devienne mixte plus rigide.

IV.3.2.Phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

- **Largeur de la dalle : (Eurocode 4)**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la poutre, la largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

Comme on a une poutre isostatique :

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left\{ \frac{l_0}{8}, b_1 \right\}$$

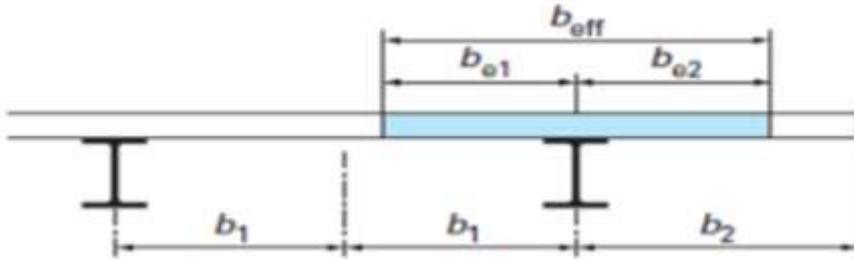
l_0 : Longueur libre d'une solive simplement appuyée.

e : Entraxe entre les solives

$$b_{e1} = b_{e2} = 1.4\text{m}$$

$$b_{ei} = \min \{0.875 ; 1.4\} = 0.875\text{m}$$

$$\text{Donc : } b_{\text{eff}} = 2 \times 0.875 = 1.75 \text{ m}$$



FigureIV.2 : largeur efficace de la dalle.

- Position de l'axe neutre plastique :

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ avec : } f_{ck} = 25 \text{ MPa ; } \gamma_c = 1.5$$

$$F_{\text{béton}} = 1750 \times 80 \times 0.85 \times \left(\frac{25}{1.5} \times 10^{-3} \right) = 1984 \text{ KN}$$

$$F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad \text{avec: } f_y = 275 \text{ MPa ; } \gamma_a = 1.1$$

$$F_{\text{acier}} = 2848 \times \left(\frac{275}{1.1} \times 10^{-3} \right) = 715 \text{ KN}$$

$F_{\text{béton}} > F_{\text{acier}}$ donc l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$Z = \frac{f_{\text{acier}}}{b_{\text{eff}} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = 28 \text{ mm} \leq 80\text{mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,Rd}} = F_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right]$$

h_a : Hauteur de profilé IPE200.

h_p : Hauteur de la tôle.

hc : Épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{pl,Rd} = 712000 \times \left[\frac{200}{2} + 80 + 40 - \frac{28}{2} \right] = 146.67 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de la résistance à la flexion (Eurocode 4)**

Le moment fléchissant M_{Ed} doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

Les résultats donnés par ETABS :

| | Combo | Ed | Rd | Ratio | Pass |
|------------------------------|-------|----------|----------|-------|------|
| Partial Comp. Bending (kN-m) | ELUX | 118,0832 | 150,6192 | 0,784 | |

Tableau IV.2 : Les valeurs des moments dans la phase finale.

$$M_{Ed} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 118.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de cisaillement :**

On doit vérifie que :

Les résultats donnés par ETABS :

| | Combo | Ea | Rd | Ratio | Pass |
|----------|-------|----|----------|-------|------|
| Shear at | ELUX | 58 | 222,5338 | 0.26 | |

Tableau IV.3:Les valeurs des efforts tranchants.

$$V_{Ed} = 58 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{\chi_w \times f_y \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}}$$

χ_w :Coefficient de réduction.

$$(\text{Eurocode}) \begin{cases} \chi_w = \eta & \text{si } \bar{\lambda}_w < \frac{0.83}{\eta} \\ \chi_w = \frac{0.83}{\eta} & \text{si } \bar{\lambda}_w \geq \frac{0.83}{\eta} \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_w \geq \frac{h_w}{86.4 \times t_w \times \varepsilon}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{159}{86.4 \times 5.6 \times 0.924} = 0.356 < \frac{0.83}{\eta} = 0.69 \quad \rightarrow \chi = \eta = 0.12$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1.2 \times 275 \times 159 \times 5.6}{\sqrt{3} \times 1} = 169.64 \text{ KN}$$

- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant : (Eurocode 3)

$$V_{Ed} = 58 \text{ KN} < 0.5V_{pl,Rd} = 84.82 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_c} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$I_c = I_{ay} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times n} + \frac{A_2 \times (h + 2 \times h_p + h_c)^2}{4 \times (1 + n \times r)}$$

$$r = \frac{A_2}{b_{\text{eff}} \times h_c} = \frac{28.48}{175 \times 40} = 0.0047$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{31000} = 6.77$$

$$I_c = 0.79 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 10.05 \times 7000^4}{384 \times 210000 \times 0.79 \times 10^8} = 18.94 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 18.94 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 28 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.4.Conclusion :

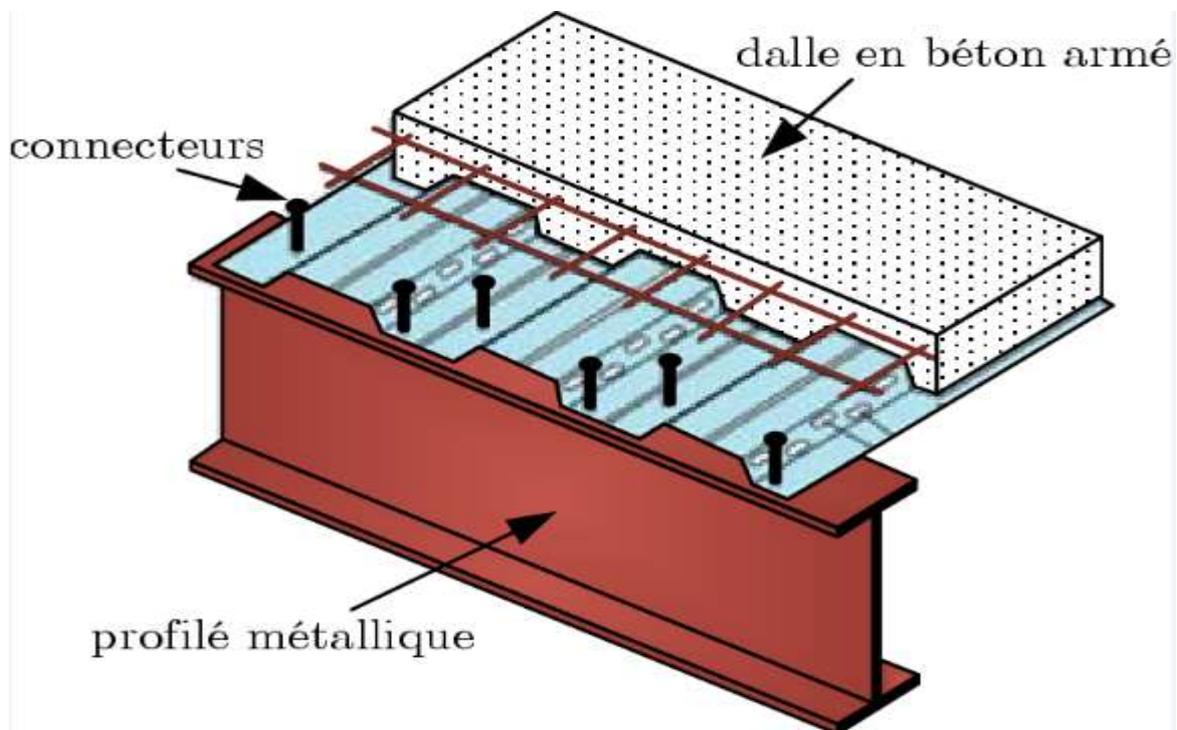
Le profilé **IPE 200** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et flèche, donc on adopte pour la solive de plancher courant un **IPE 200 avec une dalle de 80mm**.

Ratio =0.784

IV.5.Etude des connecteurs :

IV.5.1.Définition :

Les connecteurs sont des pièces métalliques qui assurent la liaison entre le profilé métallique et la dalle en béton et Pour garantir le fonctionnement mixte de deux matériaux acier et béton qui sont fixés sur la face supérieure du profilé métallique et ancrés dans la dalle en béton, dont leur rôle est d'empêcher (ou limiter) le glissement et le soulèvement pouvant se produire à l'interface de liaison.

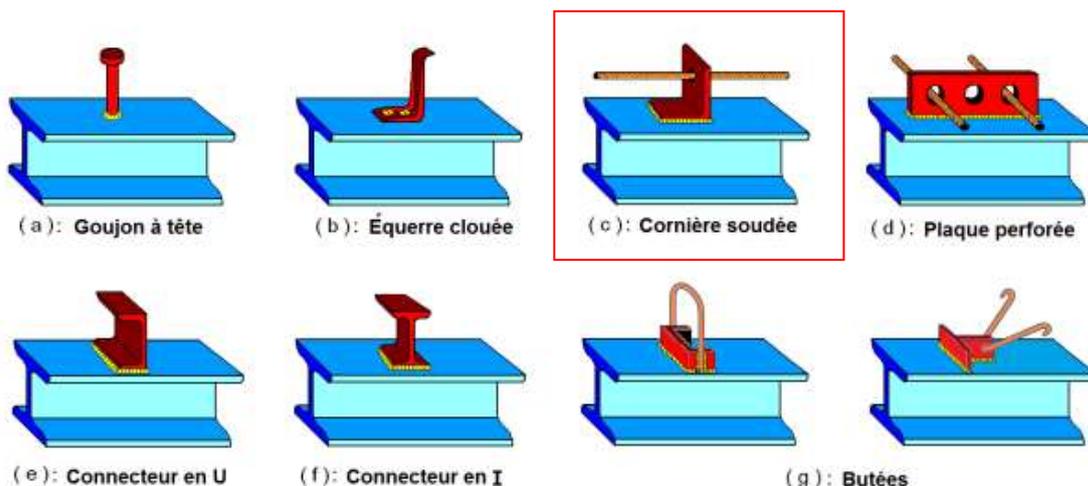


FigureIV.3 : poutre mixte (acier et béton).

IV.5.2. Les différents types de connecteurs :

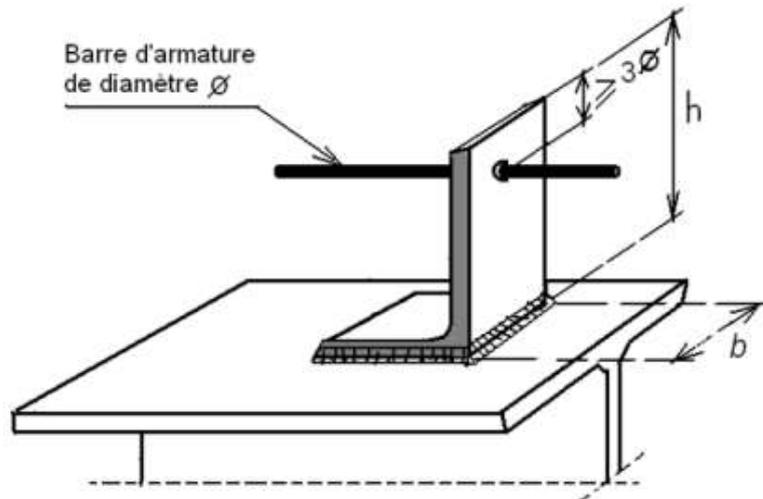
Il existe de nombreux types de connecteurs, parmi lesquels on peut citer :

- **Les goujons à tête**, fixés sur la poutre métallique par soudage à l'aide d'un pistolet électrique (Figure 4(a)). La difficulté de soudage des goujons, particulièrement, dans le cas de mauvaises conditions atmosphériques, a mené au développement
- **Les équerres clouées**, fixés par clouage à l'aide d'un pistolet à cartouches, donc ne nécessitant pas le soudage (Figure 4 (b)). A cause de la petite résistance au cisaillement des goujons soudés et des équerres clouées et aussi à cause des problèmes de fatigue provoqués par les charges mobiles dans les ponts mixtes.
- **Les cornières soudées** ce sont des connecteurs alternatifs équipés de barres d'anti soulèvement (Figure 4 (c)), qui sont utilisées, particulièrement, en France et en Algérie pour assurer la connexion (acier-béton) dans les ponts mixtes
- **Les plaques perforées** (Figure 4(d)), développées en Allemagne pour la construction du pont mixte de Caroni au Venezuela. Cependant, l'inconvénient des cornières soudées et des plaques perforées est la difficulté de placer les barres d'armature à travers les trous existant dans ces connecteurs. Par conséquent, les connecteurs en « U » peuvent être une bonne alternative (Figure 4(e)). Ces connecteurs présentent une résistance plus élevée que celle des goujons à tête. En conséquence, quelques connecteurs en « U » peuvent remplacer un grand nombre de goujons.



FigureIV.4 : Types de connecteurs.

Dans notre projet on à utiliser Les cornières soudées



FigureIV.5 : Dimensions d'une cornière soudée avec filant.

Notre connecteur a les caractéristiques suivantes :

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$e_p = 8 \text{ mm}$$

$$l = 100 \text{ mm}$$

Pour calculé le diamètre équivalent :

La section de cornières :

$$S = 100 \times 8 = 800 \text{ mm}^2$$

Le diamètre équivalent:

$$D = \sqrt{\frac{800 \times 4}{\pi}} = 32 \text{ mm}$$

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5 \times d = 5 \times 32 = 160 \text{ mm}$$

L'espacement min entre les connecteurs 160 mm.

Nombre des connecteurs :

Selon logiciel **ETABS** :

On prend 11 connecteurs pour la demi-portée.

Donc on prend 22 connecteurs pour toute la portée de la solive.

Un espacement de 300mm est suffisant.

CHAPITRE V :
ETUDE SISMIQUE

V.1.Introduction :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Les règlements parasismiques définissent la méthode de l'évaluation de l'action sismique sur les bâtiments, à prendre en compte dans le calcul des structures et décrivent les critères de conception et les dispositions techniques à adopter pour permettre à ces bâtiments de résister aux secousses sismiques.

Pour la conception parasismique de bâtiments, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet. Pour obtenir les meilleurs résultats, résistance à la construction lors du séisme et à un coût économique.

V.2.Modélisation :

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel ETABS Structural analysais qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

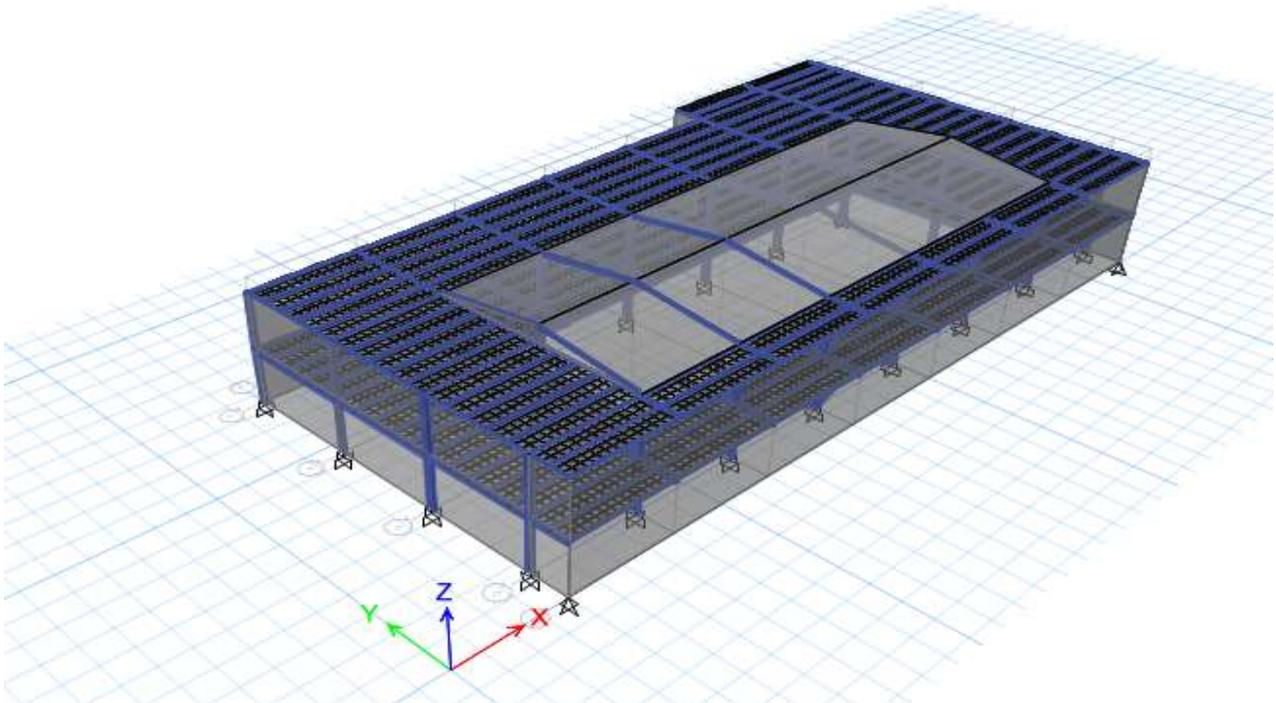


Figure V.1 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS.

V.3.Choix de la méthode de calcul :

L'étude parasismique nous permet de déterminer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1.La méthode de calcul adopté :

Dans ce projet nous avons utilisé la Méthode Statique Equivalente

V.3.2.Principe de la méthode :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

V.3.3.Condition d'application de la méthode statique équivalente :

- a)** Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (**RPA99/Version 2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b)** Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II b et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.4.Disposition des contreventements :

Le choix du positionnement des contreventements doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- ✓ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- ✓ Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- ✓ Éviter des modifications de fond de l'architecture.

⇒ Après plusieurs changements de dispositions des contreventements on a choisis une variante pour laquelle ont obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA, Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté à savoir un contreventement en X:

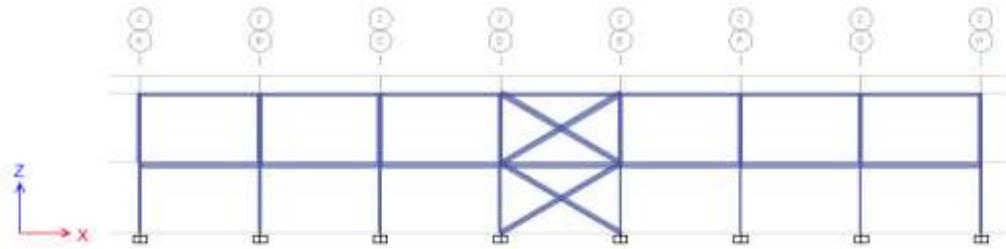


Figure V.2 : Vue en élévation transversale suivant axe X-X.

V.5. Caractéristique de l'ouvrage :

- La zone sismique : zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- Le Groupe d'usage : 2 « Ouvrages courants ou d'importance moyenne ».
- Le Site : meuble S3

V.6.Vérifications et calculs:

V.6.1.Estimation de la période fondamentale expérimentale :

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t(hN)^{3/4} \dots\dots\dots \text{(Formules 4.6 de RPA 99 / version 2003).}$$

hN : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (dans notre structure : **hN** =8.16).

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (**tableau4.6** de **RPA 99 v 2003**).

→ Dans notre structure :

- Le contreventement assuré par des portiques auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie dans la direction Y → **CTy = 0.085**
- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées dans la direction X **CTx = 0.05**

La période empirique a été utilisée pour le calcul des efforts statique équivalente non celle donnée par le calcul dynamique aucune vérification des périodes n'est nécessaire.

V.6.2.Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles **RPA99/Version 2003** (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

1. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le **tableau [4.1]** de **RPA99/Version2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (**Tableau [V.1]**).

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone **aII** donc : **A = 0,15**

2-Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du) et delà période fondamentale de la structure **T** Ce (η) facteur de coefficient d'amortissement ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

⇒ Site meuble (catégorie S3) Avec : **T2 = 0,50 sec** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau [4.7]** des **RPA99/Version 2003**.

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|-----------------|------|------|------|------|
| T1 (sec) | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| T2 (sec) | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.70 |

Tableau V.1 : Catégorie du site.

• **η** : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \dots \text{(Formules 4.3 de RPA 99 v2003).}$$

ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003. Présenté ci-après.

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|--------------|------------|-------|-----------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau V.2 : Valeurs du coefficient d'amortissement.

Suivant le système structural nous avons système d'ossature contreventée par palées triangulées en X dans la direction X et portique auto stable ordinaire dans la direction Y.

Portique en acier avec remplissage Dense $\xi = 4 \%$.

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1 \geq 0,7$$

❖ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

$$T = Ct * hN^{3/4}$$

- **hN** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : **hN** = 8.16m.
- **CT** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6**.

| Cas n° | Système de contreventement | CT |
|--------|---|-------|
| 1 | Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0,075 |
| 2 | Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0,085 |
| 3 | Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0,050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

Tableau V.3 : valeurs du coefficient CT.

La direction X :

$$CTy = 0.085$$

$$Ty = 0.085 \times 8.16^{0.75} = 0.41$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta = 2.5$$

$$D = 2.5$$

La direction Y :

$$CT_x = 0.05$$

$$T_x = 0.05 \times 8.16^{0.75} = 0.241$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta = 2.5$$

$$D = 2.5$$

3. Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le **tableau [4.3]** des **RPA99/Version 2003** ; pour les structures en acier :

Portiques auto stables ordinaires : **R=4**

Ossature contreventée par palées triangulées en X : **R = 4**

Donc au niveau de la structure R = 4

4. facteur de qualité Q :

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=6}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau [4.4]** des **RPA 99/Version. 2003**.

| Critère q | Pq | |
|--|---------|-----------|
| | Observé | N/observé |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0.05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0.05 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0.05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0.10 |

Tableau V.4 : Valeurs des pénalités.

Donc : $Q = 1+0+0+0.05+0.05+0+0 = 1,1$

Q = 1.1

5. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

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

Avec :

WGI : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation β et donnée par le **tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.**

Dans notre cas et pour un Salles d'exposition $\beta=0.30$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS, la valeur trouvée est :

$$W = G + 0.3Q$$

$$W = 2679.6509 + (0.3 \times 3587.92) = 3756.0269 \text{ KN}$$

$$W = 3756.03 \text{ KN}$$

❖ **Résumé des résultats :**

| paramètres | A | D | Q | R | W |
|------------|------|-----|-----|---|---------|
| Sens -X | | | | | |
| Sens-Y | 0.15 | 2.5 | 1.1 | 4 | 3756.03 |

Tableau V.5 : La force sismique à la base.

$$V = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.1}{4} \times 3756.03 = 387 \text{ KN}$$

$$V = 387 \text{ KN}$$

V.6.3. Les vérifications sismiques :

Les vérifications sont faites avec le programme Excel

1. Vérification de déplacement entre étages :

Selon le **RPA99/2003(Art5.10)** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta k \leq 1\% h_{\text{étage}}$$

$$\Delta k = (\delta k - \delta k-1) \times R$$

Δk : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

δK : Le déplacement horizontal du niveau k" Le logiciel de calcul «ETABS» donne directement les valeurs de δK , Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant:

| étages | δk | $\delta k-1$ | R | $\Delta k(\text{mm})$ | he(mm) | 1%he mm | Vérification |
|--------|------------|--------------|---|-----------------------|--------|------------|--------------|
| RDC | 4,241 | 0 | 4 | 16,964 | 4080 | 40,8 | vérifier |
| E1 | 5,378 | 4,241 | 4 | 4,548 | 4080 | 40,8 | vérifier |

Tableau V.6 : Vérification de déplacement entre étages dans le sens X.

| étages | δk | $\delta k-1$ | R | $\Delta k(\text{mm})$ | he(mm) | 1%he mm | vérification |
|--------|------------|--------------|---|-----------------------|--------|------------|--------------|
| RDC | 1,48 | 0 | 4 | 5,92 | 4080 | 40,8 | vérifier |
| E1 | 3,46 | 1,48 | 4 | 7,92 | 4080 | 40,8 | vérifier |

Tableau V.7 : Vérification de déplacement entre étages dans le sens Y.

→Le déplacement ne dépasse pas 1% la hauteur d'étage d'après RPA99V2003 cette condition est vérifiée.

2. Le déplacement max au sommet :

Déplacements maximaux au niveau du sommet de la structure ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de la structure.

$$\Delta k \leq 1\% h_{\text{tot}}$$

$$\delta T = \delta x \times R$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

| δx | R | δT mm | ht | 1%ht mm | vérification |
|------------|---|------------------|------|------------|--------------|
| 5,378 | 4 | 21,512 | 9160 | 91,6 | vérifier |

Tableau V.8 : Le déplacement max au sommet dans le sens X.

| δx | R | δT mm | ht | 1%ht mm | vérification |
|------------|---|------------------|------|------------|--------------|
| 3,46 | 4 | 13,84 | 9160 | 91,6 | vérifier |

Tableau V.9 : Le déplacement max au sommet dans le sens Y.

→Le déplacement au sommet ne dépasse pas 1% de la hauteur totale donc cette condition est vérifiée.

3. Vérification de l'effet P- Δ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce Phénomène est appelé «**effet P Δ** » d'après l'article du **RPA (5.9)**.

Les effets du 2^o ordre (**ou effet P Δ** .) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0,10$$

P $_k$: poids total de la structure et des charges D'exploitation 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 de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| étages | G(KN) | Q(KN) | Pk(KN) | Δk (mm) | Vk(KN) | He(mm) | θ_k | Vérification $\theta < 0,1 = 10\%$ |
|--------|----------|---------|----------|-----------------|----------|--------|------------|---------------------------------------|
| RDC | 2577,955 | 3587,92 | 3654,331 | 12,723 | 334,6387 | 4080 | 3.4% | vérifier |
| E1 | 72,9746 | 0 | 72,9746 | 3,411 | 24,0221 | 4080 | 0,25% | vérifier |

Tableau V.10 : Vérification de l'effet P- Δ .

→ On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

4. Vérification de renversement :

Pour que la structure soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

Avec :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L / 2$.

M_r : Moment renversant, $M_r = F_i \times \Sigma h_i$.

W : Poids de la structure.

F : Force sismique au niveau i.

La Vérification au renversement dans les deux sens est résumée dans le tableau suivant :

| M _{sx} | M _{sy} | M _{rx} | M _{ry} |
|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 34618,887 | 85976,7307 | 1464,7284 | 1464,7284 |

Tableau V.11 : Les valeurs des moments selon l'ETABS.

| Msx/Mrx | Msy/Mry |
|------------|-------------|
| 23,6350213 | 58,69807037 |
| vérifier | vérifier |

Tableau V.12 : Vérification de renversement.

→D'après le tableau $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$ donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

V.7.Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité imposée par le **RPA** sont satisfaites.

CHAPITRE VI :
VERIFICATIONS DES
ELEMENTS

VI.1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel ETABS. On a commencé par des profilés aléatoirement en HEA et IPE pour les éléments poteaux et poutre. Ce qui va nous permettre de dimensionner directement à partir des ratios obtenus. Les éléments poteaux en HEA.300 et poutres IPE.450 ont été en finalités pris et vérifié ensuite totalement.

VI.2. Vérification de la poutre principale IPE 450 :

Les poutres principales sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des plancher et les transmettent aux poteaux elles sont sollicitée principalement par un moment de flexion.

La longueur de la poutre $L= 7 \text{ m}$.

Les efforts sollicitant les plus défavorables sont tirés à partir du logiciel ETABS, sous la combinaison $1.35G+1.5Q$ sont :

| N_{Ed} (kN) | $M_{Ed,yy}$ (KN-m) | $M_{Ed,zz}$ (KN-m) | $V_{Ed,z}$ (kN) | $V_{Ed,y}$ (KN) | T_{Ed} (KN-m) |
|---------------|--------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| -6,6181 | -186,3009 | 0,0006 | 248,93 | -0,0066 | -0,0009 |

Tableau VI.1 : sollicitations sur la poutre principale **IPE450**.

VI.2.1. Vérification à la résistance :

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que :

$V_{Sd} \leq V_{Rd}$ Les résultats donnés par **ETABS** :

| | V_{Ed} Force (kN) | V_{c,Rd} Capacity (kN) | Stress Ratio | Status Check |
|------------------|----------------------------------|---------------------------------------|---------------------|---------------------|
| Major (z) | 248,93 | 806,9454 | 0,308 | OK |
| Minor (y) | 0,0066 | 940,6371 | 7,049E-06 | OK |

Tableau VI.2 : Les valeurs des efforts tranchants.

V_{Sd, z} = 248,93 KN ; V_{sd, y} = 0,0066 KN

$$\mathbf{VRd, z} = \frac{f_y \times Av_z}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{275 \times 59,2 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{939.926KN} > \mathbf{248,93KN} \rightarrow \mathbf{condition\ vérifiée}$$

$$\mathbf{VRd, y} = \frac{f_y \times Av_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{275 \times 50,8 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{806.558KN} > \mathbf{0,0066\ KN} \rightarrow \mathbf{condition\ vérifiée}$$

V_{Sd, z} = 248, 93 KN < 0.5 VR_{d, z} = 469.963 KN OK

V_{Sd, y} = 0,0066 KN < 0.5 VR_{d, z} = 403.279 KN OK

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Vérification au moment résistant :

Il faut vérifiée que :

$$\mathbf{MSd} \leq \mathbf{MRd}$$

| | M_{Ed} Moment | M_{Ed,span} Moment | M_{c,Rd} Capacity | M_{v,Rd} | M_{n,Rd} | M_{b,Rd} Capacity |
|--------------------|------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|
| | KN-m | KN-m | KN-m | KN-m | KN-m | KN-m |
| Major (y-y) | -186,3009 | -400,6473 | 468,05 | 468,05 | 468,05 | 445,5374 |
| Minor (z-z) | 0,0006 | 0,0041 | 75,9 | 75,9 | 75,9 | |

Les résultats donnés par **ETABS** :

Tableau VI.3 : Les valeurs des moments.

MS_{d, zz} = -0, 0006 KN. m; MS_{d, yy} = -186,3009KN. M

$$\mathbf{MRd, z} = \frac{f_y \times W_{pl, z}}{\gamma M_0} = \frac{275 \times 276 \times 10^3}{1} = \mathbf{75.9KN. m} > \mathbf{MSd, z} = \mathbf{-0,0006KN.m} \rightarrow \mathbf{condition\ vérifiée}$$

$MRd, y = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 1702 \times 10^3}{1} = 468.05 \text{ KN.m} > MSd, y = -186,3009 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition}$
 vérifiée

VI.2.2. Vérification à la stabilité :

a. Vérification au déversement :

Comme il y a la flexion simple sur les poutres principale, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0.4$

Les résultats donnés par ETABS :

| | Section | Flange | Web | ϵ | α | ψ |
|--------------------|---------|---------|---------|------------|----------|--------|
| Compactness | Class 1 | Class 1 | Class 1 | 0,924 | 0,503 | -0,995 |

| | Curve | α_{LT} | λ_{LT} | Φ_{LT} | χ_{LT} | C_1 | M_{cr} (KN-m) |
|------------|-------|---------------|----------------|-------------|-------------|-------|-----------------|
| LTB | B | 0,34 | 0,333 | 0,578 | 0,952 | 1,063 | 4222,5643 |

λ : est l'élanement de la poutre donné par :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr}^2} \times \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right) 0.5$$

C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement.

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 210000 \text{ MPa}$.

G : module d'élasticité transversal de l'acier $G = \frac{E}{1+\nu} \approx 81000 \text{ MPa}$.

I_z : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe zz.

I_w : Le moment d'inertie de gauchissement.

Mcr

$$= 1,063 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 1676 \times 10^4}{1400^2} \times \left(\frac{791005,1 \times 10^6}{1676 \times 10^4} + \frac{1400^2 \times 81000 \times 66,7 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 1676 \times 10^4} \right)^{0.5} = 4222,5643 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mcr = 4222,5643 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^3 \times 275}{4222,5643 \times 10^6}} = 0,333 < 0.4 \text{ donc il est inutile de prendre en compte}$$

le déversement.

Détermination de la valeur du facteur d'imperfection pour le déversement α :

→ $\alpha_{LT} = 0,34$ (Pour les sections laminées) courbe b

$$\text{Donc : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.34 (0.333 - 0.2) + 0.333^2] = 0,578$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,578 \sqrt{0,578^2 + 0,333^2}} = 0,952$$

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Y, sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Z, sd}}{\frac{W_{pLZ} \times F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_Y ; \chi_Z)$$

Les résultats donnés par ETABS :

| Buckling Mode | K Factor | L Factor | L Length (mm) | L _{cr} /i |
|---------------|----------|----------|---------------|--------------------|
| Major (y-y) | 1 | 0,959 | 6710 | 36,31 |
| Minor (z-z) | 1 | 0,2 | 1400 | 33,991 |
| LTB | 1 | 0,2 | 1400 | 33,991 |

| | Curve | A | N _{cr} (KN) | Λ | Φ | χ | N _{bd,Rd} (KN) |
|--------------|-------|------|----------------------|-------|-------|-------|-------------------------|
| Major (y-y) | A | 0,21 | 15531,703 | 0,418 | 0,61 | 0,948 | 2575,4943 |
| Minor (z-z) | B | 0,34 | 17722,9896 | 0,392 | 0,609 | 0,929 | 2525,2233 |
| Torsional TF | B | 0,34 | 24837,4599 | 0,331 | 0,577 | 0,953 | 2588,5445 |

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{cr,y}/i_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} \\ \lambda_z = \frac{l_{cr,z}/i_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} \end{array} \right.$$

Avec :

$$l_{cr,y} = K_Y \times L \quad ; \quad l_{cr,z} = K_Z \times L$$

$$\beta_A = 1 \quad (\text{IPE 450 Section de classe 1}) \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{36,31}{93,9 \times 0,924} \times \sqrt{1} = 0,418 > 0.2 \\ \lambda_z = \frac{33,991}{93,9 \times 0,924} \times \sqrt{1} = 0,392 > 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré dans les deux sens :

$$\phi_Y = 0.5 [1 + \alpha_y(\lambda_Y - 0.2) + \lambda_Y^2]$$

$$\phi_Z = 0.5 [1 + \alpha_z(\lambda_Z - 0.2) + \lambda_Z^2]$$

Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{80}{80} = 1 < 1.2 \text{ tf} \\ \text{tf} = 14.6\text{mm} < 40\text{mm} \end{array} \right.$$

-Axe de flambement y-y : courbe de flambement a.

- Axe de flambement z-z : courbe de flambement b.

Donc :

$$\phi Y = 0.5 [1 + 0.21 (0.418 - 0.2) + 0.418^2] = 0.61$$

$$\phi Z = 0.5 [1 + 0.34 (0.392 - 0.2) + 0.392^2] = 0.609$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{Ly} = \frac{1}{0.61 \sqrt{0.61^2 - 0.418^2}} = 0.948$$

$$\chi_{Lz} = \frac{1}{0.609 \sqrt{0.609^2 - 0.392^2}} = 0.929$$

$$\chi_{min} = (\chi_y ; \chi_z) = \chi_z = 0.929$$

Calcul des coefficients **K** :

Les résultats donnés par **ETABS** :

| | C_{my} | C_{mz} | C_{Mlt} | k_{yy} | k_{yz} | k_{zy} | k_{zz} |
|----------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Factors | 0,483 | 0,831 | 0,942 | 0,484 | 0,499 | 0,992 | 0,831 |

Après avoir déterminé **KY** et **KZ** et **χ_{min}** :

$$\frac{-6,6181 \times 10^8}{0,929 \times \frac{98,8 \times 10^2 \times 275}{1}} + \frac{0,992 \times -400,6473 \times 10^6}{0,952 \times \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1}} + \frac{0,831 \times 0,0041 \times 10^6}{\frac{276 \times 10^3 \times 275}{1}} = 0,894 \leq 1$$

La condition de déversement est vérifiée.

Le profilé **IPE 450** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et stabilité, avec un ratio optimal donc on l'adopte pour la poutre principale de plancher.

VI.3.Vérification des poteaux HEA300 :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

Poteau **HEA 300** du **RDC** :

- Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ETABS sous la combinaison **1.35G+1.5Q+Wy+0.5S** sont :

| N_{Ed} (kN) | $M_{Ed,yy}$ (KN-m) | $M_{Ed,zz}$ (KN-m) | $V_{Ed,z}$ (kN) | $V_{Ed,y}$ (kN) | T_{Ed} (KN-m) |
|---------------|--------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| -628,9711 | 3,0659 | -0,0981 | -20,5962 | -0,3671 | 0,0005 |

Tableau VI.4 : Sollicitations sur le poteau HEA 300.

VI.3.1-Vérification à la résistance :

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{Sd} \leq V_{Rd}$ Les résultats donnés par **ETABS** :

| | V_{Ed} Force (kN) | $V_{c,Rd}$ Capacity (kN) | Stress Ratio | Status Check |
|------------------|---------------------|--------------------------|--------------|--------------|
| Major (z) | 20,5962 | 599,3615 | 0,034 | OK |
| Minor (y) | 0,3671 | 1440,5316 | 2,548E-04 | OK |

Tableau VI.5 : Les valeurs des efforts tranchants.

$$V_{sd, z} = 20,5962 ; V_{sd, y} = 0,3671 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,z} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_M 0} = \frac{275 \times 90,7 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 1440,055 \text{ KN} > 20,5962 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{Rd,y} = \frac{f_y \times A_{vy}}{\sqrt{3} \times \gamma_M 0} = \frac{275 \times 37,8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 600,155 \text{ KN} > 0,3671 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{Sd,z} = 20,5962 \text{ KN} < 0,5 V_{Rd, z} = 720,027 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Sd,y} = 0,3671 \text{ KN} < 0,5 V_{Rd, y} = 300,007 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Vérification au moment résistant :

Il faut vérifiée que $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ Les résultats donnés par **ETABS** :

| | M_{Ed} Moment KN-m | M_{Ed,span} Moment KN-m | M_{c,Rd} Capacity KN-m | M_{v,Rd} KN-m | M_{n,Rd} KN-m | M_{b,Rd} Capacity KN-m |
|--------------------|---|--|---|--|--|---|
| Major (y-y) | 3,0659 | 40,4481 | 380,325 | 380,325 | 348,0006 | 372,0996 |
| Minor (z-z) | -0,0981 | -0,7644 | 176,275 | 176,275 | 176,275 | |

Tableau VI.6 : Les valeurs des moments.

MSd_{,zz} = -0,0981 KN. m ; MSd_{,yy} = 3,0659 KN. m

$$MR_{d,z} = \frac{f_y \times W_{pl,z}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 641 \times 10^3}{1} = 176.275 \text{ KN.m} > MS_{d,z} = -0,0981 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$MR_{d,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 1383 \times 10^3}{1} = 380.325 \text{ KN.m} > MS_{d,y} = 3,0659 \text{ KN. m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.2. Vérification à la stabilité :

a. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0.4$

Les résultats donnés par **ETABS** :

| Section | Flange | Web | ϵ | α | ψ |
|---------|---------|---------|------------|----------|--------|
| Class 2 | Class 2 | Class 1 | 0,924 | 1 | -0,595 |

| | Curve | α_{LT} | λ_{LT} | Φ_{LT} | χ_{LT} | C ₁ | M _{cr} (KN-m) |
|------------|-------|---------------|----------------|-------------|-------------|----------------|------------------------|
| LTB | A | 0,21 | 0,296 | 0,554 | 0,978 | 2,7 | 4334,1946 |

λ_{LT} : est l'élanement de la poutre donné par :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times IZ}{L_{cr}^2} \times \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times IT}{\pi^2 \times E \times IZ} \right)^{0.5}$$

C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement.

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 210000 \text{ MPa}$.

G : module d'élasticité transversal de l'acier $G = \frac{E}{1+\nu} \approx 81000 \text{ MPa}$.

I_z : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe zz .

I_w : Le moment d'inertie de gauchissement.

M_{cr}

$$= 2,7 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6310 \times 10^4}{3630^2} \times \left(\frac{1199772 \times 10^6}{6310 \times 10^4} + \frac{3630^2 \times 81000 \times 87,8 \times 10^4}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6310 \times 10^4} \right)^{0.5} = 4334,1946 \text{ KN.m}$$

$M_{cr} = 4334,1946 \text{ KN.m}$

Donc: $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1383 \times 10^3 \times 275}{4334,1946 \times 10^6}} = 0,296 > 0,4$ donc il est inutile de prendre en compte le déversement.

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

Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

$\alpha_{LT} = 0,21$ (Pour les sections laminées) courbe a.

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,296 - 0,2) + 0,296^2] = 0,554$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,554 \sqrt{0,554^2 + 0,296^2}} = 0,978$$

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Z,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{plZ} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_Y ; \chi_Z)$$

Les résultats donnés par ETABS :

| Buckling Mode | K Factor | L Factor | L Length (mm) | L_{cr} / i |
|---------------|----------|----------|---------------|--------------|
| Major (y-y) | 1,432 | 0,89 | 3630 | 40,882 |
| Minor (z-z) | 1 | 0,89 | 3630 | 48,577 |
| LTB | 1 | 0,89 | 3630 | 48,577 |

| | Curve | A | N_{cr} (kN) | Λ | Φ | χ | $N_{bd,Rd}$ (kN) |
|-----------------|-------|------|----------------|-----------|--------|--------|------------------|
| Major (y-y) | B | 0,34 | 14013,250 3 | 0,471 | 0,657 | 0,897 | 2787,0555 |
| Minor (z-z) | C | 0,49 | 9925,1059 | 0,56 | 0,745 | 0,809 | 2514,2589 |
| Torsional TF | C | 0,49 | 11940,634 8 | 0,51 | 0,706 | 0,837 | 2601,9179 |

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{cr,y}/i_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} \\ \lambda_z = \frac{l_{cr,z}/i_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} \end{array} \right.$$

Avec :

$$l_{cr,y} = K_Y \times L \quad ; \quad l_{cr,z} = K_Z \times L$$

$$\beta_A = 1 \text{ (HEA300 Section de classe 2)} \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} \times 1 = 0.924$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{40,882}{93.9 \times 0.924} \times \sqrt{1} = 0,471 < 0.2 \\ \lambda_z = \frac{48,577}{93.9 \times 0.924} \times \sqrt{1} = 0,56 < 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré dans les deux sens :

$$\phi Y = 0.5 [1 + \alpha_y (\lambda Y - 0.2) + \lambda Y^2]$$

$$\phi z = 0.5 [1 + \alpha_z (\lambda Z - 0.2) + \lambda Z^2]$$

Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{80}{80} = 1 < 1.2 \text{ tf} \\ \text{tf} = 14\text{mm} < 40\text{mm} \end{array} \right.$$

-Axe de flambement y-y : courbe de flambement b.

- Axe de flambement z-z : courbe de flambement C.

$$\phi Y = 0.5 [1 + 0.34 (0,471 - 0.2) + 0,471^2] = 0,657$$

$$\phi z = 0.5 [1 + 0,49 (0,56 - 0.2) + 0,56^2] = 0,745$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{Ly} = \frac{1}{0,631 \sqrt{0,631^2 - 0,43^2}} = 0,897$$

$$\chi_{Lz} = \frac{1}{0,745 \sqrt{0,745^2 - 0,56^2}} = 0,809$$

$$\chi_{\min} = (\chi_y; \chi_z) = \chi_z = 0,809$$

Calcul des coefficients K :

Les résultats donnés par ETABS :

| | C_{my} | C_{mz} | C_{mLT} | k_{yy} | k_{yz} | k_{zy} | k_{zz} |
|----------------|----------|----------|-----------|----------|----------|----------|----------|
| Factors | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,406 | 0,271 | 0,907 | 0,452 |

Après avoir déterminé KY et KZ et χ_{\min} :

$$\frac{-628,9711 \times 10^3}{0,809 \times \frac{118 \times 10^3 \times 275}{1}} + \frac{0,907 \times 40,4481 \times 10^6}{0,978 \times \frac{1888 \times 10^3 \times 275}{1}} + \frac{0,452 \times -0,7644 \times 10^6}{\frac{641 \times 10^3 \times 275}{1}} = 0,351 \leq 1$$

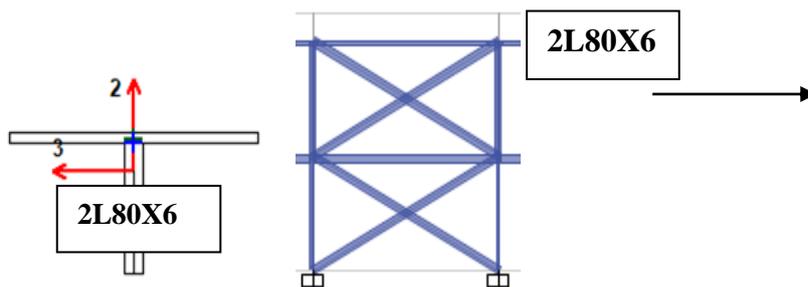
Le profilé **HEA 300** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et stabilité, ce ration est dû essentiellement à l'assemblage poteau poutre et aussi pour le portique donc on adopte pour le poteau un **HEA 300**.

VI.4. Vérification des contreventements :

Le type des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne **RPA99/2003** sont :

Les palées en **X** : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature

Vérification des palées en (**X**) **2L80X6** :



FigureVI.1 : Contreventement en X.

Pour vérifier les contreventements, on doit s'assurer que les valeurs des efforts internes sollicitant sont inférieures à celle des efforts résistant. Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ETABS sous la combinaison **G + Q + 1.2EY** sont :

Vérification a la traction :

On a L'effort sismique a la base :

$$V=387KN$$

$$L =7 m$$

$$H =4.08m$$

$$tg\alpha = \left(\frac{4.08}{7}\right) = 30$$

$$Cos (30) = 0.86$$

$$F_t = \frac{\frac{387}{2}}{0.86} = 225 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{225}{\frac{360 \times 10^{-3}}{1.1}} = 687.5 \text{mm}^2$$

On a double cornière de **2L 80×6** $A_s = 960 \text{mm}^2 > 687.5 \text{mm}^2$

Le profilé **2L80X6** vérifie à la traction, donc on adopte pour le contreventement en X un **2L80X6**.

CHAPITRE VI :
LES ASSEMBLAGES

VII.1.Introduction :

La forme constructive d'un ouvrage est déterminée par l'ensemble de ses principaux éléments : poutres, fermes, poteaux, coques.

Pour ériger des constructions, il est nécessaire de lier des éléments entre eux, quel que soit le matériau mis en œuvre. Cette phase de la construction s'appelle la phase d'assemblage. La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction

Les ossatures ne présentent généralement pas de redondance importantes et les assemblages constituent donc des points de passage obligés pour les sollicitations régnants dans les différents composants structurel ; en cas de défaillance d'un assemblage, le fonctionnement global de la structure échouer.

VII.2.Définition et rôle :

Les liaisons entre les différents éléments représentent ce qu'on appelle **les assemblages**.

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 torsions .Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Et il y a des Différentes formes d'assemblage en CM :

- Les assemblages poutre-poteau.
- Les assemblages poutre-poutre.
- Les assemblages de continuité Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau ».
- Les assemblages dans un système en treillis « un nœud ».

VII.3. Mode d'assemblage :

Les principaux modes d'assemblages sont :

VII.3.1.Assemblages boulonnés :

Le boulonnage constitue le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

VII.3.2.Assemblages soudés :

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification. Le soudage implique donc :

- L'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, plasma), chimique (combustion de gaz).
- Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau.

VII.3.3.Assemblages par frottement :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

VII.4.Coefficients partiels de sécurité :

Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$

Résistance des boulons à traction : $\gamma_{M2} = 1,50$

VII.5.Calcul des assemblages par Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014 :

VII.5.1.Assemblage poutre principale - solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive **IPE200** avec l'âme de la poutre principale **IPE450**, avec une file verticale de deux boulons.

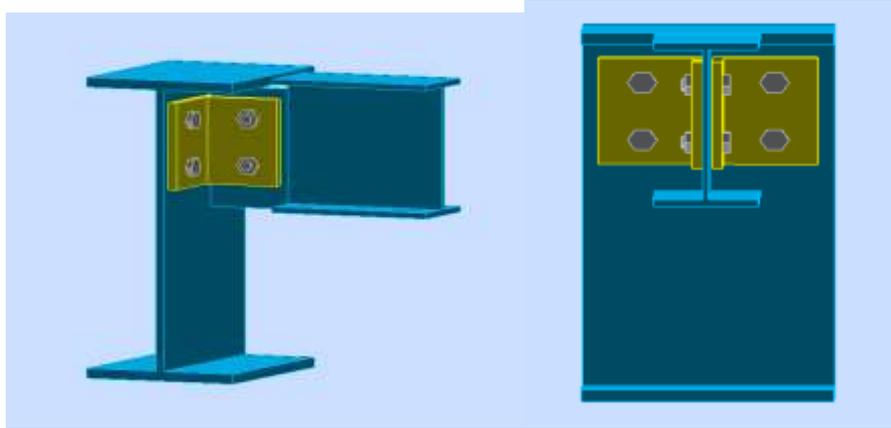


Figure VII.1 : Assemblage poutre IPE 450 –solive IPE 200.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : **1.35 G + 1.5Q**

L'effort tranchant : **T = 58KN**

VII.5.1.1 Géométrie :

a. Poutre porteuse

| | | | |
|------------------------------|----------------|--------------------|---|
| Profilé : | IPE 450 | | |
| $\alpha =$ | -90,0 | [Deg] | |
| h = | 450 | [mm] | Hauteur de la section poutre principale |
| b = | 190 | [mm] | Largeur de l'aile de la section de la poutre principale |
| t_w = | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale |
| t_f = | 15 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale |
| r = | 21 | [mm] | Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale |
| A = | 98,82 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre principale |
| I_y = | 33742,90 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section de la poutre principale |

Matériau : **Acier E28** → **σ_{ec} = 275 MPa**

b. Poutre portée :

| | | | |
|------------------|----------------|--------------------|--|
| Profilé : | IPE 200 | | |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_b =$ | 200 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{fb} =$ | 100 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wb} =$ | 6 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fb} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_b =$ | 12 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b =$ | 28,48 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{yb} =$ | 1943,17 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau : **Acier E28** → $\sigma_{ec} = 275$ MPa

c. Encoche de la poutre portée :

| | | | |
|---------|-----|------|--------------------------|
| $h_1 =$ | 20 | [mm] | Encoche supérieur |
| $h_2 =$ | 0 | [mm] | Encoche inférieure |
| $l =$ | 100 | [mm] | Longueur de l'encoche |

d. Cornière :

| | | | |
|------------------|-------------------|-------|--|
| Profilé : | CAE 100x10 | | |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 100 | [mm] | Hauteur de la section de la cornière |
| $b_c =$ | 100 | [mm] | Largeur de la section de la cornière |
| $t_c =$ | 10 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la cornière |
| $r_c =$ | 12 | [mm] | Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière |
| $L_c =$ | 130 | [mm] | Longueur de la cornière |

Matériau : Acier E24 → $\sigma_{ec}=235$ MPa

e. Boulons :

1-Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse :

| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
|--|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 6.8 | | Classe du boulon |
| d' = | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| A's = | 1,15 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| A'v = | 1,54 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| f'y = | 410,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| f'u = | 600,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| n' = | 2,00 | | Nombre de rangées des boulons |
| h'1 = | 30 | e[mm] | Niveau du premier boulon |

2-Boulons assemblant la cornière à la poutre portée :

| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
|--|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 6.8 | | Classe du boulon |
| d' = | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| A's = | 1,15 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| A'v = | 1,54 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| f'y = | 410,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| f'u = | 600,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| n' = | 2,00 | | Nombre de rangées des boulons |
| h'1 = | 30 | [mm] | Niveau du premier boulon |

VII.5.1.2.Résultats :

1- Boulons :

Cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \frac{1.3 \times n \times A_v \times f_y}{\sqrt{(1 + (a^2 \times \alpha^2) / \delta^2)}} |58,00| < 78,08 \quad \text{vérifié}$$

Cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 1.3 \times n' \times A'_v \times f'_y |58,00| < 164,10 \quad \text{vérifié}$$

2-Profilés :

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \frac{3 \times n \times d \times t_{wb} \times \sigma_{eb}}{\sqrt{(1 + (a^2 \times \alpha^2) / \delta^2)}} |58,00| < 61,55 \quad \text{vérifié}$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_w \times \sigma_e |58,00| < 434,28 \quad \text{vérifié}$$

Pince transversale :

$$T \leq 1.25 \times n \times t_{wb} \times d_t \times \sigma_{eb} |58,00| < 173,25 \quad \text{vérifié}$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq 0.65 \times (h_a - n \times d) \times t_{wb} \times \sigma_{eb} |58,00| < 143,64 \quad \text{vérifié}$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \frac{1}{f} \times \frac{I}{v} \times \sigma_{eb} \quad |58,00| < 129,15 \quad \text{vérifié}$$

3-Cornière :

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \frac{6 \times n \times d \times t_c \times \sigma_c}{\sqrt{(1 + (a^2 \times \alpha^2) / \delta^2)}} \quad |58,00| < 187,85 \quad \text{vérifié}$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_c \times \sigma_c \quad |58,00| < 394,80 \quad \text{vérifié}$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq 2.5 \times n \times t_c \times d_v \times \sigma_c |58,00| < 352,50 \quad \text{vérifié}$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 2.5 \times n' \times t_c \times d'_v \times \sigma_c |58,00| < 352,50 \quad \text{vérifié}$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq 0.866 \times t_c \times (L_c - n \times d) \times \sigma_c |58,00| < 207,58 \quad \text{vérifié}$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 0.866 \times t_c \times (L_c - n' \times d') \times \sigma_c |58,00| < 207,58 \quad \text{vérifié}$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \left(\frac{2}{a}\right) \times \left(\frac{I}{v}\right)_c \times \sigma_c |58,00| < 184,08 \quad \text{vérifié}$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$u \cdot \sigma_c \times l_c^2 / (3a') \times \sigma_c |58,00| < 204,61 \quad \text{vérifié}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,94

VII.5.2. Assemblage poteau - poutre secondaire :

L'assemblage est réalisé avec deux cornières qui relient l'extrémité de la poutre secondaire **IPE200** avec l'âme du poteau **HEA 300**, avec une file verticale de deux boulons.

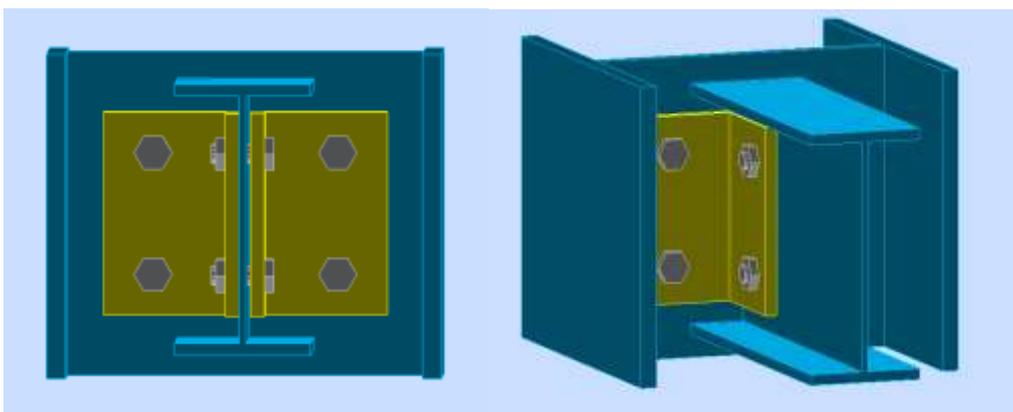


Figure VII.2 : Assemblage poteau **HEA 300** – poutre **IPE 200**.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $1.35 G + 1.5Q + W_y + 0.5S$

L'effort tranchant : $T = 58 \text{ KN}$

VII.5.2.1.Géométrie :

a. Poteau

| | | | |
|------------------|----------------|--------------------|---|
| Profilé : | HEA 300 | | |
| $\alpha =$ | -90,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 290 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 14 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c =$ | 27 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 112,53 | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{yc} =$ | 18263,50 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |

Matériau : **Acier E28** → $\sigma_{ec} = 275 \text{ MPa}$

b. Poutre portée

| | | | |
|-----------------|----------------|--------------------|--|
| Profilé: | IPE 200 | | |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_b =$ | 200 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{fb} =$ | 100 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wb} =$ | 6 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fb} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_b =$ | 12 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b =$ | 28,48 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{yb} =$ | 1943,17 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau : **Acier E28** → $\sigma_{ec}=275$ MPa

c. Cornière

| | | | |
|-----------------|-------------------|-------|--|
| Profilé: | CAE 100x10 | | |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 100 | [mm] | Hauteur de la section de la cornière |
| $b_c =$ | 100 | [mm] | Largeur de la section de la cornière |
| $t_c =$ | 10 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la cornière |
| $r_c =$ | 12 | [mm] | Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière |
| $L_c =$ | 150 | [mm] | Longueur de la cornière |

Matériau : **Acier E24** → $\sigma_{ec}=235$ MPa

d. Boulons :

1-Boulons assemblant le poteau à la cornière :

| | | | |
|--|--------|-------|------------------------------------|
| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
| Classe = | 6.8 | | Classe du boulon |
| $d' =$ | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| $f'_y =$ | 410,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| $f'_u =$ | 600,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n' =$ | 2,00 | | Nombre de rangées des boulons |
| $h'_1 =$ | 30 | [mm] | Niveau du premier boulon |

2-Boulons assemblant la cornière à la poutre :

| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
|---|--------|-------|------------------------------------|
| Classe = | 6.8 | | Classe du boulon |
| d = | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| f _y = | 410,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| f _u = | 600,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| n = | 2,00 | | Nombre de rangées des boulons |
| h ₁ = | 30 | [mm] | Niveau du premier boulon |

VII.5.2.2.Résultats :

a. Boulons :

Cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \frac{1.3 \times n \times A_v \times f_y}{\sqrt{(1 + (a^2 \times \alpha^2) / \delta^2)}} \quad |58,00| < 89,41 \quad \text{vérifié}$$

Cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 1.3 \times n' \times A'_v \times f'_y |58,00| < 164,10 \text{ vérifié}$$

b. Profilés:

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \frac{3 \times n \times d \times t_{wb} \times \sigma_{eb}}{\sqrt{(1 + (a^2 \times \alpha^2) / \delta^2)}} \quad |58,00| < 70,49 \quad \text{vérifié}$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_w \times \sigma_e |58,00| < 392,70 \quad \text{vérifié}$$

Pince transversale :

$$T \leq 1.25 \times n \times t_{wb} \times d_t \times \sigma_{eb} |58,00| < 211,75 \quad \text{vérifié}$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq 0.65 \times (h_a - n \times d) \times t_{wb} \times \sigma_{eb} |58,00| < 155,16 \quad \text{vérifié}$$

c. Cornière :

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \frac{6 \times n \times d \times t_c \times \sigma_c}{\sqrt{(1 + (a^2 \times a^2) / \delta^2)}} \quad |58,00| < 215,12 \quad \text{vérifié}$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_c \times \sigma_c |58,00| < 394,80 \quad \text{vérifié}$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq 2.5 \times n \times t_c \times d_v \times \sigma_c |58,00| < 352,50 \quad \text{vérifié}$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 2.5 \times n' \times t_c \times d'_v \times \sigma_c |58,00| < 352,50 \quad \text{vérifié}$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq 0.866 \times t_c \times (L_c - n \times d) \times \sigma_c |58,00| < 248,28 \quad \text{vérifié}$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq 0.866 \times t_c \times (L_c - n' \times d') \times \sigma_c |58,00| < 248,28 \quad \text{vérifié}$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*) :

$$T \leq \left(\frac{2}{a}\right) \times \left(\frac{L}{v}\right)_c \times \sigma_c |58,00| < 227,03 \quad \text{vérifié}$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*) :

$$T \leq t_c \times L_c^2 / (3a') \times \sigma_c |58,00| < 254,51 \quad \text{vérifié}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,82

VII.5.3. Calcul d'assemblage poteau avec poutre à deux côtés:

Cet assemblage est réalisé par platine d'extrémité entre les deux poutres principale **IPE 450** et le poteau **HEA 300**, avec deux files verticale de boulons, la nécessité d'augmenté la section d'assemblage on ajoute un gousset d'assemblage dans les deux coté il n'a aucun rôle dans le comportement mais a un rôle dans l'assemblage et un Platine qui renfort l'âme du poteau.

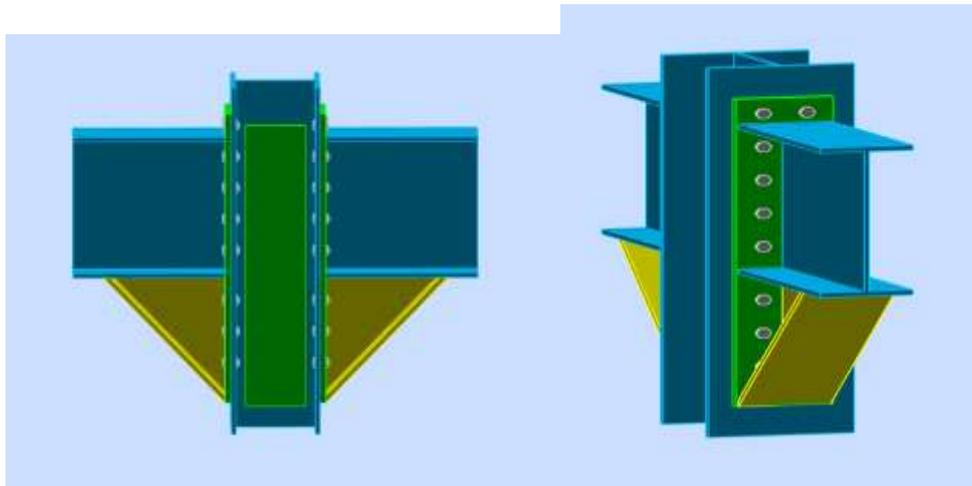


Figure VII.3 : Assemblage poteau HEA 300 – poutre IPE 450.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $1.35 G + 1.5Q + W_y + 0.5S$

Les efforts sollicitant à la poutre Droite :

L'effort tranchant : $T = 313 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M = 400 \text{ KN.m}$

Les efforts sollicitant à la poutre Gauche :

L'effort tranchant : $T = 272 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M = 320 \text{ KN.m}$

VII.5.3.1. Géométrie :

a. Poteau HEA 300 :

| | | | |
|------------------|----------------|-------|---|
| Profilé : | HEA 300 | | |
| $\alpha =$ | -90,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 290 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 14 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |

| | | | |
|------------|----------|--------------------|--|
| $r_c =$ | 27 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 112,53 | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{xc} =$ | 18263,50 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |

Matériau : Acier E28 → $\sigma_{ec} = 275 \text{ MPa}$

b. La poutre « Droite » :

| | | | |
|------------------|----------------|--------------------|--|
| Profilé : | IPE 450 | | |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{br} =$ | 450 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{fbr} =$ | 190 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wbr} =$ | 9 | [mm] | Épaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fbr} =$ | 15 | [mm] | Épaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_{br} =$ | 21 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_{br} =$ | 98,82 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{xbr} =$ | 33742,90 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau : Acier E28 → $\sigma_{ec} = 275 \text{ MPa}$

1. Boulons :

| | | | |
|--|-------|------|-----------------------------------|
| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
| $d =$ | 16 | [mm] | |
| Classe = | 10.9 | | Classe du boulon |
| $F_b =$ | 84,15 | [kN] | Résistance du boulon à la rupture |
| $n_h =$ | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 8 | | Nombre de rangées des boulons |

| | | | |
|--------------------|--|------|---|
| $h_1 =$ | 45 | [mm] | Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about |
| Ecartement $e_i =$ | 90 [mm] | | |
| Entraxe $p_i =$ | 100 ; 100 ; 100 ; 100 ; 160 ; 100 ; 100 [mm] | | |

2. Platine :

| | | | |
|---------|-----|------|-------------------------|
| $h_p =$ | 925 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $b_p =$ | 200 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_p =$ | 20 | [mm] | Epaisseur de la platine |

Matériau : Acier E24 → $\sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

3. Jarret inférieur :

| | | | |
|------------|------|-------|------------------------|
| $w_d =$ | 190 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_{fd} =$ | 15 | [mm] | Epaisseur de l'aile |
| $h_d =$ | 400 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $t_{wd} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme |
| $l_d =$ | 400 | [mm] | Longueur de la platine |
| $\alpha =$ | 45,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |

Matériau : Acier E24 → $\sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

c. La poutre « Gauche » :

| | | | |
|-------------|---------|-------|------------------------------------|
| Profilé : | IPE 450 | | |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{br} =$ | 450 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{fbr} =$ | 190 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |

| | | | |
|-------------|----------|--------------------|--|
| $t_{wbr} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fbr} =$ | 15 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_{br} =$ | 21 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_{br} =$ | 98,82 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{xbr} =$ | 33742,90 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau : **Acier E28** → $\sigma_{ec} = 275 \text{ MPa}$

1. Boulons :

| | | | |
|--|---|------|--------------------------------|
| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
| $d =$ | 16 | [mm] | Diamètre du boulon |
| Classe = | 10.9 | | Classe du boulon |
| $F_b =$ | 84,15 | [kN] | Résistance du boulon |
| $n_h =$ | 2,00 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 8,00 | | Nombre de rangées des boulons |
| $h_1 =$ | 45 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| Ecartement $e_i =$ | 90 [mm] | | |
| Entraxe $p_i =$ | 100 ; 100 ; 100 ; 100 ; 160 ; 100 ; 100 [mm] | | |

2. Platine :

| | | | |
|---------|-----|------|------------------------------|
| $h_p =$ | 925 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $b_p =$ | 200 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_p =$ | 20 | [mm] | Epaisseur de la platine |

Matériau : **Acier E24** → $\sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

3. Jarret inférieur :

| | | | |
|------------|------|-------|---------------------|
| $t_{fd} =$ | 15 | [mm] | Epaisseur de l'aile |
| $t_{wd} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme |
| $\alpha =$ | 45,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |

Matériau : Acier E24 $\rightarrow \sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

d. Platine - renfort âme du poteau :

| | | | |
|---------|---------------|------|-------------------------|
| Type | de deux côtés | | |
| $h_a =$ | 900 | [mm] | Longueur de la platine |
| $w_a =$ | 200 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_a =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de la platine |

Matériau : Acier E24 $\rightarrow \sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

e. Soudures d'angle :

| | | | |
|------------|---|------|---------------------|
| $a_w =$ | 5 | [mm] | Soudure âme |
| $a_f =$ | 8 | [mm] | Soudure semelle |
| $a_{fd} =$ | 5 | [mm] | Soudure horizontale |
| $a_{p1} =$ | 7 | [mm] | Soudure horizontale |
| $a_{p2} =$ | 7 | [mm] | Soudure verticale |

VII.5.3.2. Résultats :

1- Droite :

a- Distances de calcul

| Boulon N° | Type | a1 | a2 | a3 | a4 | a5 | a6 | a'1 | a'2 | a'3 | a'4 | a'5 | a'6 | s | s1 | s2 |
|-----------|------------|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|-----|-----|
| 1 | Extérieurs | | | 19 | 30 | | | 14 | 41 | | | | | 90 | 100 | |
| 2 | Intérieurs | 33 | 40 | | | 44 | 55 | 14 | 41 | | | | | | 100 | |
| 3 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |
| 4 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |
| 5 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 130 |
| 6 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 130 |
| 7 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |
| 8 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |

$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e\alpha}} = 66 \text{ mm zone comprimée}$$

b- Efforts par boulon - méthode plastique :

| Boulon N° | d _i | F _t | F _a | F _s | F _p | F _b | | F _i | p _i [%] |
|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---|----------------|--------------------|
| 1 | 870 | 90,31 | 116,88 | 171,49 | 110,54 | 84,15 | > | 69,74 | 100,00 |
| 2 | 770 | 185,21 | 116,88 | 296,59 | 110,54 | 84,15 | > | 61,72 | 100,00 |
| 3 | 670 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 53,70 | 100,00 |
| 4 | 570 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 45,68 | 100,00 |
| 5 | 470 | 69,44 | 151,94 | 154,30 | 118,46 | 84,15 | > | 37,66 | 100,00 |
| 6 | 310 | 69,44 | 151,94 | 154,30 | 118,46 | 84,15 | > | 24,83 | 100,00 |
| 7 | 210 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 16,81 | 100,00 |
| 8 | 110 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 8,79 | 100,00 |

d_i: position du boulon.

F_t: effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

d_i : position du boulon.

F_a : effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s : effort transféré par la soudure

F_p : effort transféré par l'aile du porteur

F_b : effort transféré par le boulon

F_i : effort sollicitant réel

c- Les vérifications :

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 69,74 < 84,15 \quad \text{vérifié}$$

1. Traction des boulons :

$$1.25 \times \frac{F_{i\max}}{A_s} \leq \sigma_{\text{red}} \quad |555,22| < 670,00 \quad \text{vérifié}$$

2. Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$$\sqrt{\frac{[F_{i\max}^2 + 2.36 \times T_i^2]}{A}} \leq \sigma_{\text{red}}$$

$$|377,67| < 670,00 \quad \text{vérifié}$$

3. Effort tranchant :

$$T_1 = 19,56 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 87,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

$$T_1 \leq T_b \quad 19,56 < 87,47 \quad \text{vérifié}$$

4. Vérification de la poutre :

$$F_{\text{res}} = 2 \times \sum F_i - 2 \times N = 637,86 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression}$$

$$N_{\text{cadm}} = A_{bc} \times \sigma_c + N \times \frac{A_{bc}}{A_b} = 932,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre}$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{\text{cadm}} \quad 637,86 < 932,53 \quad \text{vérifié}$$

1. Gauche :

a- Distances de calcul :

| Boulon N° | Type | a ₁ | a ₂ | a ₃ | a ₄ | a ₅ | a ₆ | a' ₁ | a' ₂ | a' ₃ | a' ₄ | a' ₅ | a' ₆ | s | s ₁ | s ₂ |
|-----------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----|----------------|----------------|
| 1 | Extérieurs | | | 19 | 30 | | | 14 | 41 | | | | | 90 | 100 | |
| 2 | Intérieurs | 33 | 40 | | | 44 | 55 | 14 | 41 | | | | | | 100 | |
| 3 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |
| 4 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |
| 5 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 130 |
| 6 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 130 |
| 7 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |
| 8 | Centraux | 33 | 40 | | | | | 14 | 41 | | | | | | | 100 |

$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e\alpha}} = 66 \text{ mm zone comprimée}$$

b- Efforts par boulon - méthode plastique :

| Boulon N° | d _i | F _t | F _a | F _s | F _p | F _b | | F _i | p _i [%] |
|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---|----------------|--------------------|
| 1 | 870 | 90,31 | 116,88 | 171,49 | 110,54 | 84,15 | > | 55,79 | 100,00 |
| 2 | 770 | 185,21 | 116,88 | 296,59 | 110,54 | 84,15 | > | 49,37 | 100,00 |
| 3 | 670 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 42,96 | 100,00 |
| 4 | 570 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 36,54 | 100,00 |
| 5 | 470 | 69,44 | 151,94 | 154,30 | 118,46 | 84,15 | > | 30,13 | 100,00 |
| 6 | 310 | 69,44 | 151,94 | 154,30 | 118,46 | 84,15 | > | 19,87 | 100,00 |
| 7 | 210 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 13,45 | 100,00 |
| 8 | 110 | 64,83 | 116,88 | 118,69 | 110,54 | 84,15 | > | 7,04 | 100,00 |

d_i : position du boulon

F_t : effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a : effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s : effort transféré par la soudure

F_p : effort transféré par l'aile du porteur

F_b : effort transféré par le boulon

F_i : effort sollicitant réel

c- Les vérifications :

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 55,79 < 84,15 \quad \text{vérifié}$$

1. Traction des boulons :

$$1,25 \times \frac{F_{imax}}{A_s} \leq \sigma_{red} \quad |444,17| < 670,00 \text{ vérifié}$$

1. Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$$\sqrt{\frac{[F_{imax}^2 + 2,36 \cdot T_i^2]}{A}} \leq \sigma_{red}$$

$$|306,37| < 670,00 \quad \text{vérifié}$$

2. Effort tranchant :

$$T_1 = 17,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 87,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

$$T_1 \leq T_b \quad 17,00 < 87,47 \quad \text{vérifié}$$

3. Vérification de la poutre :

$$F_{res} = 2 \times \sum F_i - 2 \times N = 510,29 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression}$$

$$N_{cadm} = A_{bc} \times \sigma_e + N \times \frac{A_{bc}}{A_b} = 932,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre}$$

$$F_{res} \leq N_{cadm} \quad 510,29 < 932,53 \quad \text{vérifié}$$

4. Vérification du poteau :

a- Droite

1. Cisaillement de l'âme du poteau :

$$Q_L = 637,86 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant}$$

$$V_R = 1272,82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme}$$

$$V_R = \left(\frac{1}{1,54}\right) \times A_v \times \sigma_e$$

$$Q_L \leq V_R$$

$$637,86 < 1272,82 \quad \text{vérifié}$$

2. Compression de l'âme du poteau :

$$N \leq N_{pot} \quad 637,86 < 1820,45 \quad \text{vérifié}$$

b- Gauche :

1. Cisaillement de l'âme du poteau :

$$Q_L = 510,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant}$$

$$V_R = 1272,82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme}$$

$$V_R = \left(\frac{1}{1,54}\right) \times A_v \times \sigma_e$$

$$Q_L \leq V_R$$

$$510,29 < 1272,82 \quad \text{vérifié}$$

2. Compression de l'âme du poteau :

$$N \leq N_{pot} \quad 510,29 < 1820,45 \quad \text{vérifié}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,83

VII.5.4. Contreventement en X :

L'assemblage se fait par des boulons. Ils sont fixés sur un platine avec un cornier 2 L (80x6).

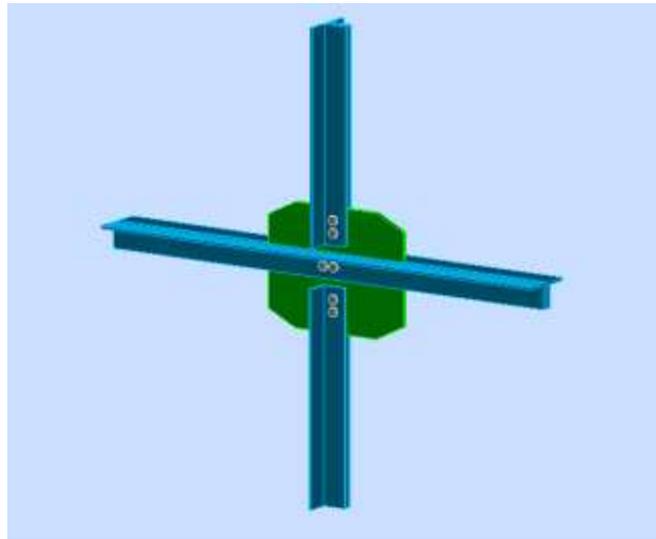


Figure VII.4 : Assemblage contreventement en X.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $1.35 G + 1.5Q + Ex$

$N1 = 0$; $N2 = 164.00 \text{ KN}$; $N3 = 0 \text{ KN}$; $N4 = 164.00 \text{ KN}$

VII.5.4.1. Géométrie :

a. Barre :

| | | Barre 1 | Barre 2-4 | Barre 3 | |
|-------------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----|
| Profilé : | | DCED 80x7 | DCED 80x7 | DCED 80x7 | |
| Matériau : | | ACIER E24 | ACIER E24 | ACIER | |
| | σ_e | 235,00 | 235,00 | 235,00 | MPa |
| | f_u | 365,00 | 365,00 | 365,00 | MPa |
| Angle | α | -0,0 | 90,0 | 0,0 | Deg |

b. Boulons :

1. Barre 1 :

| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
|--|--------|-------|---|
| Classe = | 5.8 | | Classe du boulon |
| d = | 16 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d₀ = | 18 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| f_{yb} = | 340,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| f_{ub} = | 500,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| n = | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | | 40 [mm] |
| e₁ = | 40 | [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| e₂ = | 40 | [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| e_c = | 100 | [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

2. Barre 2-4 :

| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
|--|------------|-------------|--|
| Classe = | 5.8 | | Classe du boulon |
| d = | 16 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d₀ = | 18 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| f_{yb} = | 340,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| f_{ub} = | 500,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| n = | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | | 40 [mm] |
| e₂ = | 40 | [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |

3. Barre 3 :

| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
|--|--------|-------|---|
| Classe = | 4.8 | | Classe du boulon |
| d = | 16 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d₀ = | 18 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| f_{yb} = | 280,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| f_{ub} = | 400,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| n = | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | | 40 [mm] |
| e₁ = | 40 | [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| e₂ = | 40 | [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| e_c = | 100 | [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

c. Gousset :

| | | | |
|------------------------|------------|-------------|-------------------------------|
| l_p = | 500 | [mm] | Longueur de la platine |
| h_p = | 400 | [mm] | Hauteur de la platine |
| t_p = | 15 | [mm] | Epaisseur de la platine |
| Paramètres | | | |
| h₁ = | 100 | [mm] | Grugeage |
| v₁ = | 50 | [mm] | Grugeage |
| h₂ = | 100 | [mm] | Grugeage |
| v₂ = | 50 | [mm] | Grugeage |
| h₃ = | 100 | [mm] | Grugeage |
| v₃ = | 50 | [mm] | Grugeage |
| h₄ = | 100 | [mm] | Grugeage |

| | | | |
|---|---------|------|--|
| $v_4 =$ | 50 | [mm] | Grugeage |
| Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres | | | |
| $e_v =$ | 23 0 | [mm] | Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres |
| $e_H =$ | 23 0 | [mm] | Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres |

Matériau : Acier E24 → $\sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

VII.5.4.2. Résultats :

1. Platine

Section gousset

$$N_1 < N_{res} |0,00| < 209,87 \quad \text{vérifié}$$

Attache gousset

$$N_2 < N_{res} |164,00| < 2603603357801107,50 \quad \text{vérifié}$$

2 .Barres

$$T_1 = 177,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance des boulons au cisaillement}$$

$$M_1 = 1153,13 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la barre}$$

$$|N_1| < \min(T_1; M_1) \quad |0,00| < 177,56 \quad \text{vérifié}$$

$$T_{2-4} = 177,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance des boulons au cisaillement}$$

$$M_{2-4} = 667,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la barre}$$

$$|N_{2-4}| < \min(T_{2-4}; M_{2-4}) \quad |164,00| < 177,56 \quad \text{vérifié}$$

$$T_3 = 146,23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance des boulons au cisaillement}$$

$$M_3 = 1153,13 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la barre}$$

$$|N_3| < \min(T_3; M_3) \quad |0,00| < 146,23 \quad \text{vérifié}$$

VII.5.5. Calcul des pieds de poteau :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier fixées aux à la base du poteau par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans la platine se produisent de flexion et pour due ces sollicitations soient absorbées, il faut que les plaques soient suffisamment épaisses permettant une plus grande répartition des pressions sur le béton, dans notre cas les poteaux sont encastrés à leur base.

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

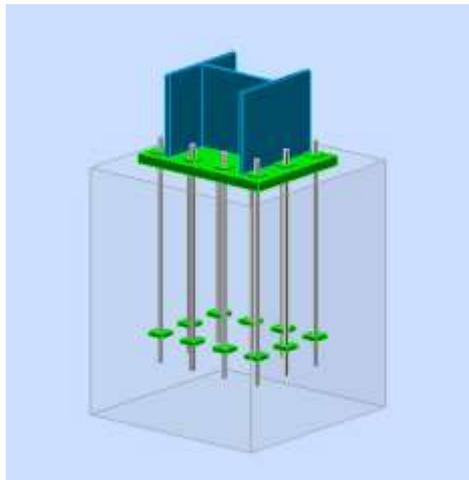


Figure VII.5 :Assemblage pied de poteau.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : **$1.35 G + 1.5Q + W_y + 0.5S$**

L'effort normal : **$N = 862 \text{ KN}$**

L'effort tranchant : **$T = 20 \text{ KN}$**

Moment fléchissant : **$M = 36 \text{ KN.m}$**

VII.5.5.1. Géométrie :**a. Poteau HEA 300 :**

| | | | |
|------------------|----------------|--------------------|---|
| Profilé : | HEA 300 | | |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 290 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 14 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c =$ | 27 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 112,53 | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{yc} =$ | 18263,50 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |

Matériau : **Acier E28** → $\sigma_{ec} = 275 \text{ MPa}$

b. Plaque principale du pied de poteau :

| | | | |
|------------|------------|------|-----------------|
| $l_{pd} =$ | 450 | [mm] | Longueur |
| $b_{pd} =$ | 350 | [mm] | Largeur |
| $t_{pd} =$ | 35 | [mm] | Epaisseur |

Matériau : **Acier E24** → $\sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

c. Ancrage :

| | | | |
|--|------|------|---|
| Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon | | | |
| Classe = | 10.9 | | Classe de tiges d'ancrage |
| d = | 16 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d₀ = | 16 | [mm] | Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage |
| n_H = | 4 | | Nombre de colonnes des boulons |

| | | | |
|---|--------------|-------------------------------|--|
| nv = | 3 | Nombre de rangées des boulons | |
| Ecartement e_{Hi} = | 120;120 [mm] | | |
| Entraxe e_{vi} = | 130 [mm] | | |

Dimensions des tiges d'ancrage :

| | | |
|---------------------------|-----------|------|
| L_1 = | 60 | [mm] |
| L_2 = | 650 | [mm] |
| L_3 = | 100 | [mm] |

Plaque d'ancrage :

| | | | |
|------------------------------|-----------|------|-----------------|
| l_{ap} = | 50 | [mm] | Longueur |
| b_{ap} = | 50 | [mm] | Largeur |
| t_{ap} = | 15 | [mm] | Epaisseur |

Matériau : **Acier E24** → $\sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

d. Platine :

| | | | |
|------------------------------|-----------|------|-----------------|
| l_{wd} = | 48 | [mm] | Longueur |
| b_{wd} = | 48 | [mm] | Largeur |
| t_{wd} = | 10 | [mm] | Epaisseur |

Matériau : **Acier E24** → $\sigma_{ec} = 235 \text{ MPa}$

e. Semelle isolée :

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

Matériau : Béton de classe C20/25 → $\sigma_{bc}=11,33\text{MPa}$

f. Soudures :

| | | | |
|---------|---|------|-------------------------------------|
| $a_p =$ | 8 | [mm] | Plaque principale du pied de poteau |
|---------|---|------|-------------------------------------|

VII.5.5.2.Vérification du béton :

a. Pour la pression diamétrale :

$$p_m \leq K \times \sigma_{bc}$$

$$K = 1 + \left[\frac{3-4}{3} \times \left(\frac{b_{pd}}{b} + \frac{l_{pd}}{a} \right) \right] \times \left[\sqrt{\left(\frac{1-4}{3} \right) \times \frac{b_{pd}}{bb} \times \left(\frac{1-4}{3} \times \frac{l_{pd}}{a} \right)} \right] = 1,00$$

$$0,00 < 11,33$$

vérifié

b. Ancrage :

1. Vérification de la semelle tendue du poteau :

$$N_{ty} = \frac{F_{ty}}{n} = 152,93[\text{mm}]$$

$$N_{tz} = \frac{F_{tz}}{n} = 143,33 [\text{mm}]$$

$$N_t = N_{ty} + N_{tz} - \frac{N}{n} = 80,75 [\text{KN}]$$

$$l_1 = 0.5 \times b_{fc} = 150[\text{mm}]$$

$$l_2 = \pi \times a_2 = 110 [\text{mm}]$$

$$l_3 = 0.5 \times [(b_{fc}-s) + \pi \times a_2] = 140 [\text{mm}]$$

$$l_4 = 0.5 \times (s + \pi \times a_2) = 120[\text{mm}]$$

$$l_{\text{eff}} = \min (l_1, l_2, l_3, l_4) = 110[\text{mm}]$$

$$N_t \leq l_{eff} \times t_{fc} \times \sigma_{ec} \quad 80,75 < 423,33 \quad \text{vérifié}$$

2. Adhérence :

$$v = \min(l_2; 0.5 \times (B - \sum e_{vi}); 0.5 \times (L - \sum e_{Hi})) = 120 [\text{mm}]$$

$$N_t \leq \pi \times d \times r_s \times l_2 + 3 \times \sigma_{bc} \times \pi \times \left(\frac{r^2 - d^2}{4}\right) \times \left(\frac{1-r}{v}\right)$$

$$80,75 < 82,73 \quad \text{vérifié}$$

3. Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige :

$$N_t \leq 0.8 \times A_s \times \sigma_e$$

$$80,75 < 84,15 \quad \text{vérifié}$$

4. Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$$|T_z| \leq \frac{(\sigma_e \times A_s \times l_2)}{1.004} \times 0.3 \times N \quad |0,83| < 70,02 \quad \text{vérifié}$$

$$|T_y| \leq \frac{(\sigma_e \times A_s \times l_2)}{1.004} \times 0.3 \times N \quad |1,67| < 70,02 \quad \text{vérifié}$$

C. Vérification de la platine :

1. Zone de traction :

$$M_{11'} = n_v \times N_t \times \left(\frac{d_{tz} - h_c}{2}\right) = 8,48 [\text{KN.m}]$$

$$M_{11'} \leq \frac{\sigma_e \times b_{pd} \times t_{pd}^2}{6} \quad 8,48 < 16,79 \quad \text{vérifié}$$

2. Cisaillement

$$V_{11'} \leq \frac{\sigma_e}{\frac{\sqrt{3 \times b_{pd} \times t_{pd}}}{1,5}}$$

$$V_{11'} = n_v \times N_t = 242,26 [\text{KN}]$$

242,26 < 1108,03 vérifié

$$t_{pmin} = V_{11} \times 1.5 \times \sqrt{3 / (\sigma_e \times bpd)} = 8 [\text{mm}]$$

$$t_{pd} > t_{pmin}$$

35 > 8 vérifié

3. Traction :

$$a_1 = a_2 - \sqrt{2ap}$$

$$a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$$

$$s = \min(e_{Hi})$$

$a_1 = 24$ [mm] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage

$a_2 = 35$ [mm] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage

$s = 130$ [mm] Entraxe verticale des boulons d'ancrage

$$N_t [\text{daN}] \leq 375 \times t_{pd} \times \left[\left(\frac{a_2}{a_1} \right) \times \left(\frac{s}{s+a_2} \right) \right]$$

8075,28 < 15280,22

vérifié

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,98

CHAPITRE VIII :
LES FONDATIONS

VIII.1.Introduction :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

VIII.2.Definition :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Les types de fondations sont :

- les fondations superficielles,
- les fondations profondes et spéciales.

VIII.3.Fonctionnementdesfondation :

La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte et en générale elles doivent reprendre les charges et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VIII.4.choixdutypedefondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- **Nature** du sol : sol homogène ou non, contrainte de sol faible, moyenne ou bonne. Terrain accidenté ou non.
- **Nature des charges appliquées** : variables ou non d'un endroit à l'autre, Charges réparties ou concentrées, grandeur et direction.
- **La nature de l'ouvrage à fonder** : pont, bât D'habitation, bât industriel, soutènement,...
- **Le site** : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...

- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence d'eau

- **Le type d'entreprise** : matériel disponible et compétences.

- **L'économie** : Si deux solutions sont possibles, on doit choisir :

- La plus économique en matériaux.

- La plus facile à exécuter.

⇒ Nous proposons Une Semelle isolée pour notre structure

⇒ Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol σ_{sol} est égale à 1 bar.

VIII.5.Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

Les efforts normaux de la base :

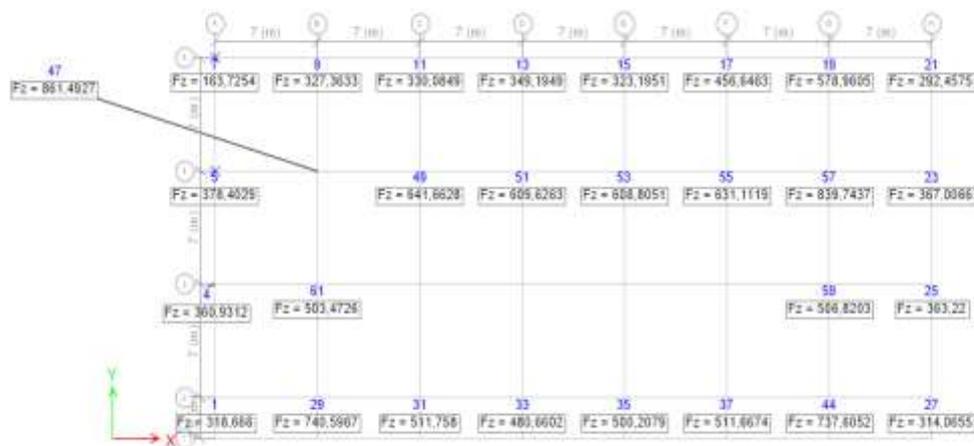


Figure VIII.1 :Les efforts normaux de la base.

- On à prendre en compte :

$N_s = 861,4927$ KN (La plus grande valeur de charge apportée par le poteau).

$\sigma_{sol} = 1 \text{ bars} = 100 \text{ KN/m}^2$

⇒ **A = B** = (fondation carrée).



Figure VIII.2 : Section d'une semelle isolée.

Dans notre cas le sol n'est pas bon alors nous avons décidé de faire base de gros béton sous chaque fondation isolée, donc il faut calculer les dimensions de cette base.

VIII. 5. 1. Dimensionnement de gros béton :

Largeur de la base de gros béton :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{béton}}}} \Rightarrow A = B$$

$$\sigma_{\text{béton}} = 400 \text{ KN /m}^2$$

VIII.5.2. Dimensionnement de la semelle :

a. Largeur de la semelle :

• On a un Fondation carrée donc $B=A$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

b. Hauteur de la semelle

$d \geq \frac{B-b}{4}$ d : hauteur utile de la semelle.

c. Calcul des armatures par la méthode des bielles :

$$\text{On a une semelle carrée} \Rightarrow A_s a = A_s b = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times f_e}$$

$f_e = 240 \text{ MPA}$

Nous résumons le calcul dans ce tableau à partir d'Excel :

| | LES SEMELLES | N max KN | sigma sol KN/m ² | Sigma béton KN/m ² | B béton | B semelle |
|----|-----------------|----------|--------------------------------|----------------------------------|---------|-----------|
| S1 | 100-300 | 379 | 100 | 400 | 1,95 | 0,97 |
| S2 | 400-500 | 579 | 100 | 400 | 2,41 | 1,20 |
| S3 | 600-800 | 862 | 100 | 400 | 2,94 | 1,47 |

| B adopte | B adopte | | | | | |
|----------|----------|-------|-----------|-----------|----------|------|
| BETON | SEMELLE | As | Fut « b » | h semelle | h adopte | D |
| 2 | 1,25 | 4,93 | 0,6 | 0,1875 | 0,3 | 0,26 |
| 2,5 | 1,25 | 7,54 | 0,6 | 0,3125 | 0,3 | 0,26 |
| 3 | 1,5 | 11,22 | 0,6 | 0,375 | 0,4 | 0,36 |

Tableau VIII.1 : Dimensionnement de la semelle.

VIII.5.3.Calcul de ferrailage :

$$\text{Section de barre} = \frac{d^2 \times \pi}{4}$$

$$\text{Nombre d'armature} = \frac{A_s}{\text{section de barre}}$$

$$\text{Espacement} = \frac{1}{\text{Nombre d'armature}}$$

| LES SEMELLES | ARMATURE | diamètre d'armature (mm) | section barre (cm²) | nombre et espacement | | |
|---------------------|-----------------|---------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|-------------|--------------------|
| S3 | HA14 | 14 | 1,54 | NBR | 7,29 | |
| | | | | ESP (cm) | 14 | |
| S2 | HA 12 | 12 | 1,13 | NBR | 6,67 | |
| | | | | ESP (cm) | 15 | |
| S1 | HA 12 | 12 | 1,13 | NBR | 4,37 | adopte |
| | | | | ESP (cm) | 23 | HA12 esp 15 |

Tableau VIII.2 : Calcul de ferrailage.

VIII.5.4.Schéma de ferrailage :

Exemple (semelle 2) :

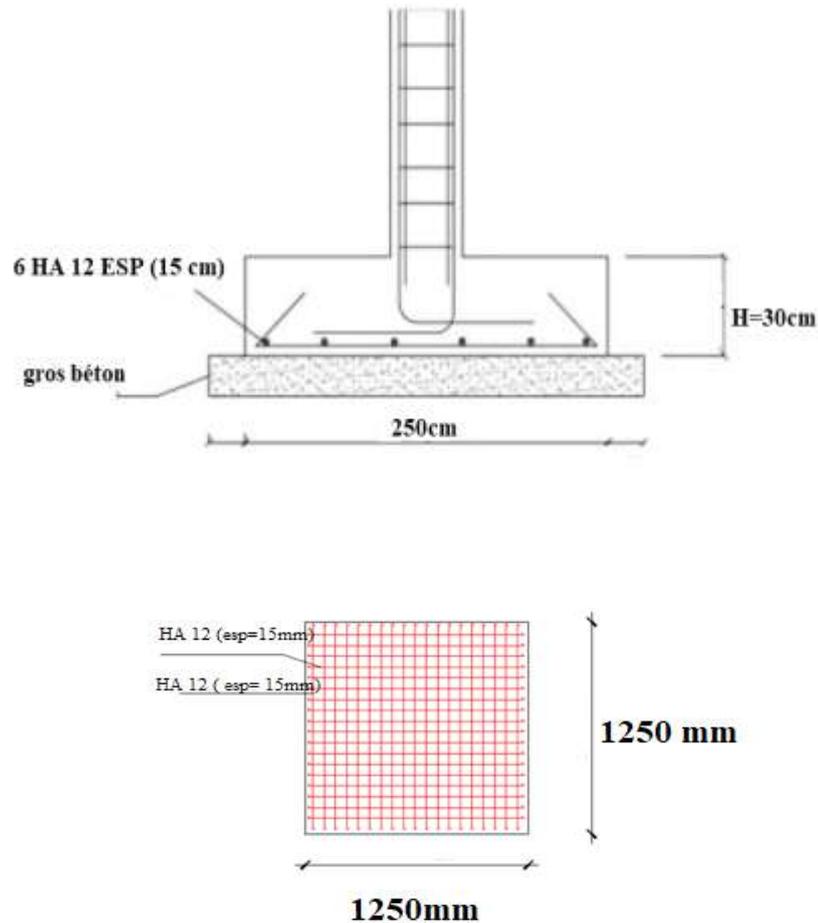


Figure VIII.3 : Ferrailage de la semelle isolée.

VIII.6. Etude de la longrine :

VIII.6.1. Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal

Longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontraint qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

•D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

(25 × 30) cm² ⇒ Site de catégorie S2, S3.

(30×30) cm² ⇒ Site de catégorie S4.

Donc on va adopter une longrine de **(30× 40) cm²**.

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20$$

N=861,4927 KN (effort normal maximal du poteau).

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone II : site 3 $\Rightarrow \alpha = 12$.

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{861,4927}{12} = 71,791 \text{ KN} > 20 \quad \text{vérifie}$$

VIII.6.2. Calcul du ferrailage :

$$A_s = \frac{N_{\max}/10}{f_e} = \frac{861,4927 \times 10^3 / 10}{240} = 3,59 \text{ cm}^2$$

Le **R.P.A 99 V2003** exige que :

$$A_s \text{ min} = 0,6 \% (b \times h) = 0,6 \times \frac{30 \times 40}{100} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,59 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisit : **A_s = 4HA16 = 8,04cm²**

VIII.6.3. Schéma de ferrailage :

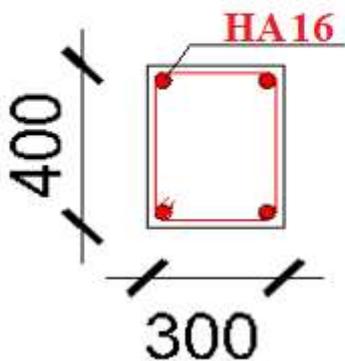


Figure VIII.4 : Ferrailage de la longrine.

Conclusion Générale

Arrivant à la clore de cette œuvre qui était une récolte des années d'étude et de travail dans le domaine de génie civil, grâce à ce travail nous a permis de mettre en vigueur l'ensemble des notions acquises pendant notre cursus. Nous sommes arrivées à enrichir nos compétences en utilisant les différents règlements techniques et codes de construction , et d'un côté assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul , et nous avons évolué dans La conception d'une structure métallique et le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères telles que les charges permanentes et surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant les logiciels de calcul et de dessin «**AUTOCAD**» «**ETABS&ROBOT** ».

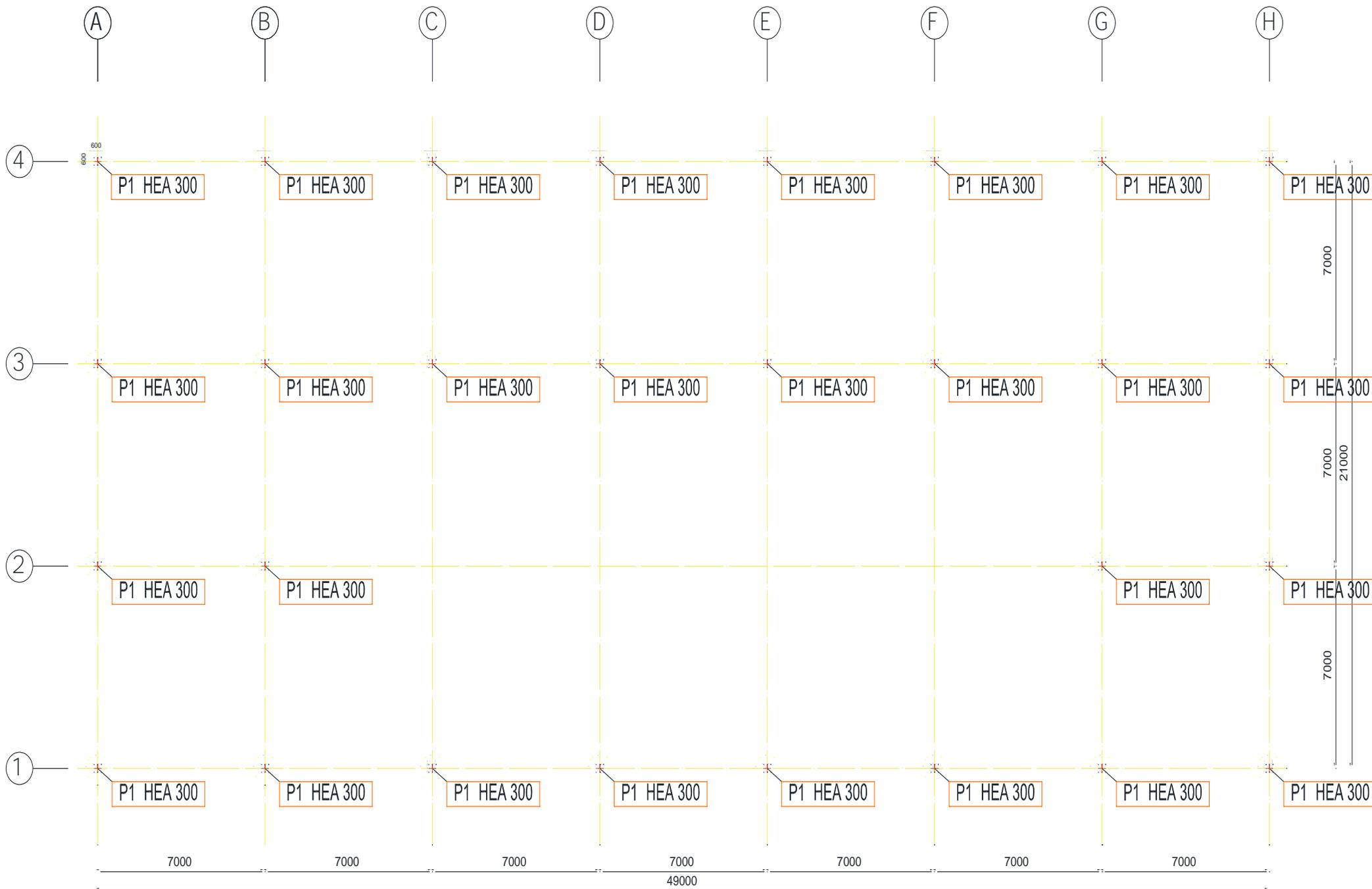
Enfin, on peut dire que notre structure est bien dimensionné et peut résister aux déférents types des sollicitations et actions notamment le séisme après un assemblage correcte qui assure une rigidité suffisante vis-à-vis de l'effet sismique. Nous souhaitons que cet humble travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

BILBIOGRAPHIE

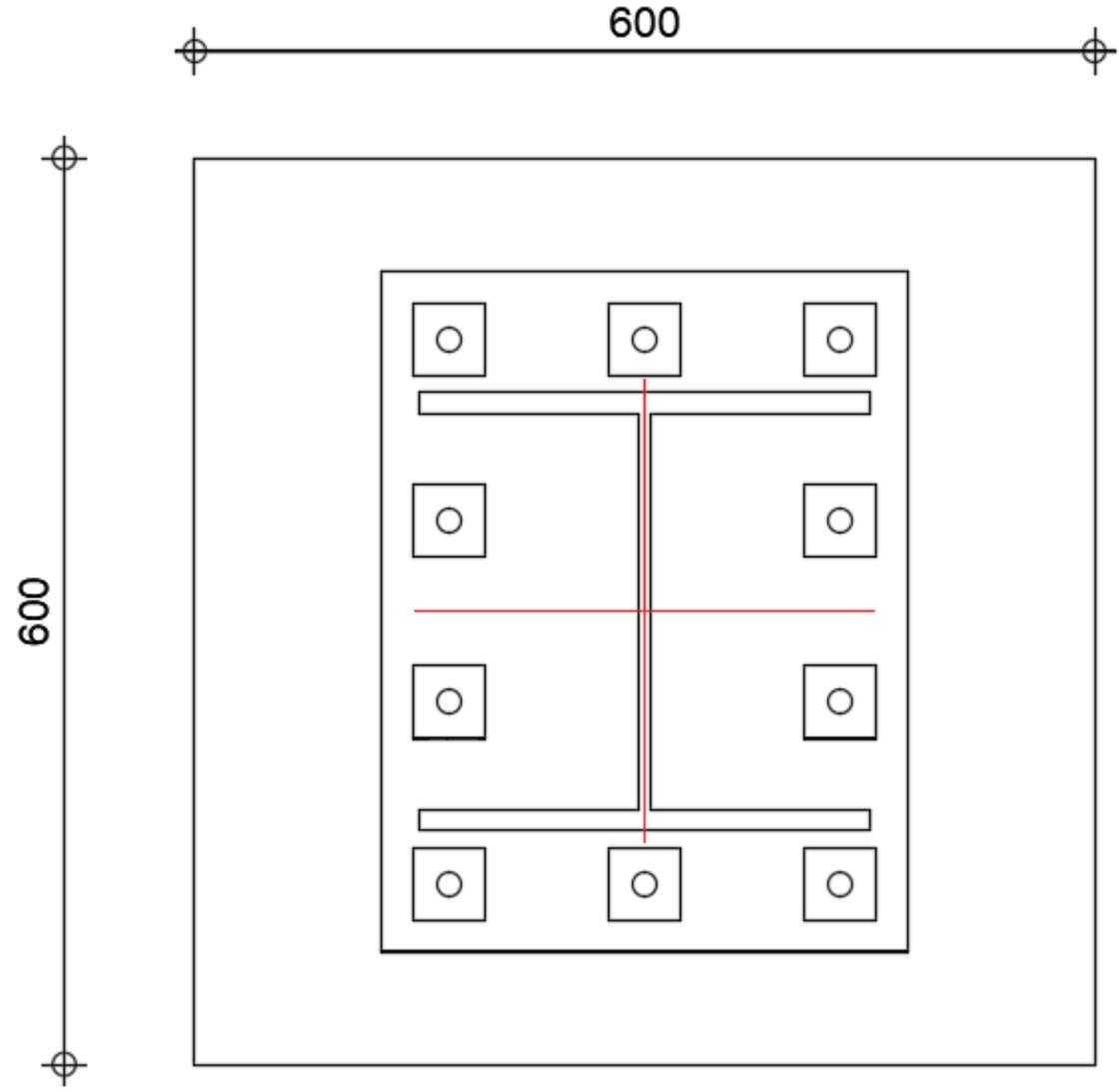
- [1] Règlement neige et vent, « RNV99 » (D.T.R C 2-4.7) **MINISTRE DE L'HABITAT ET DEL'UBRANISME, (Algérie).**
- [2] Charges et surcharges, (DTR BC2.2) **MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME,(Algérie).**
- [3] Règle de conception et de calcul des structures en acier, « **EUROCODE 3** »**MINISTRE DEL'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie).**
- [4] Règle de conception et de calcul des structures en acier-béton, « **EUROCODE4**»**MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie).**
- [5] Règle parasismiques Algériennes, « RPA 99 version 2003 » **MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie).**
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier « **CCM97**»**MINISTRE DEL'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).**
- [7] Etude d'un bâtiment R+5 étage d'habitation et commerciale en béton armé.
- [8] Stage, conception et design d'un bâtiment administratif en charpente métallique (R+5).
- [9] **DR SAADI.M** cour charpente métallique.
- [10] Logiciel d'analyse des structures **CSI ETABS2017** (modélisation ; analyses et calcul).
- [11] Excel 2013 (calcul).
- [12] Logiciel **ROBOT EXPERT 2010** (calcul de ferrailage et vérification)
- [13] Word 2013 (traitement des textes).
- [14] Logiciel **AUTOCAD 2017** (dessin).

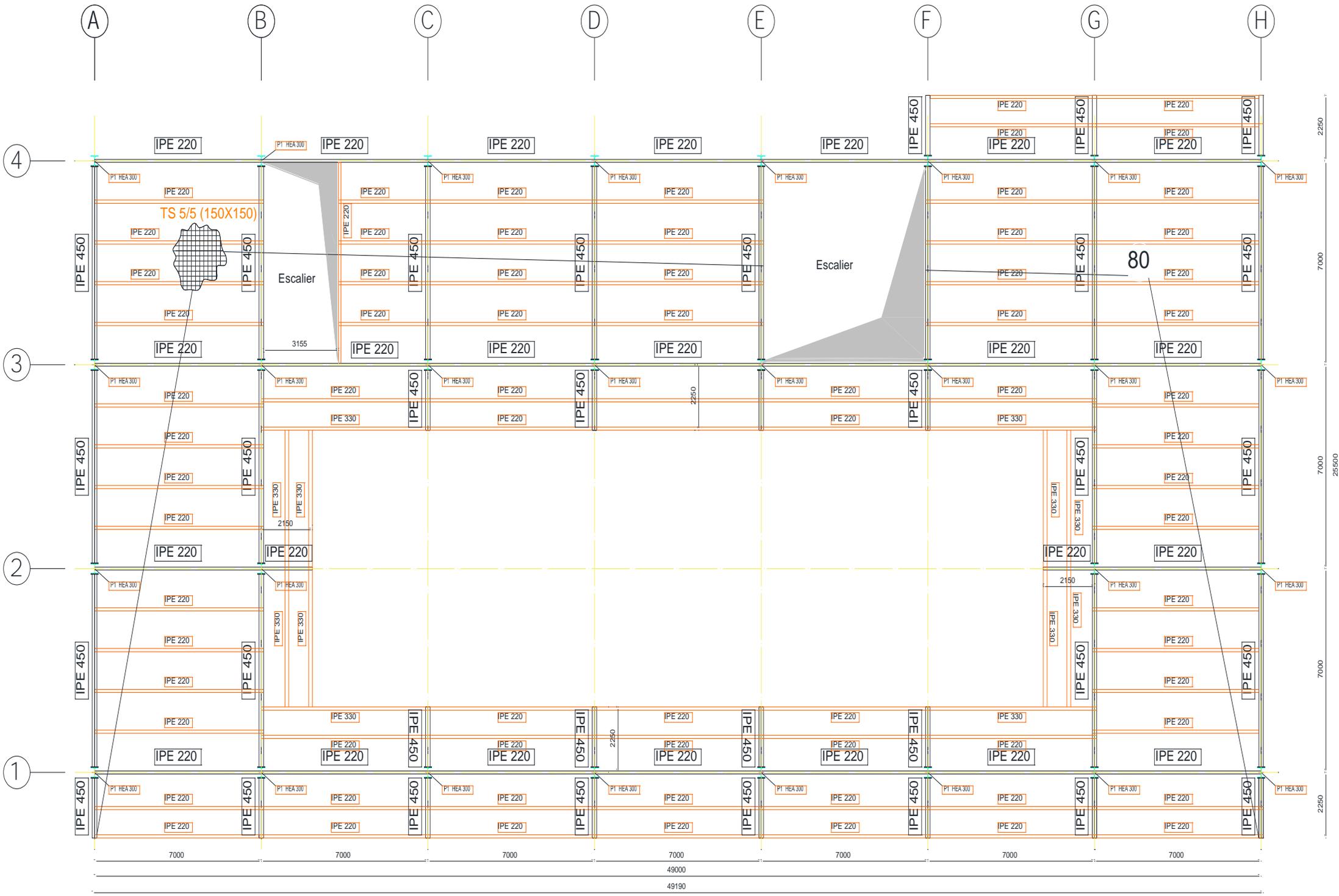


ANNEXE DESSIN



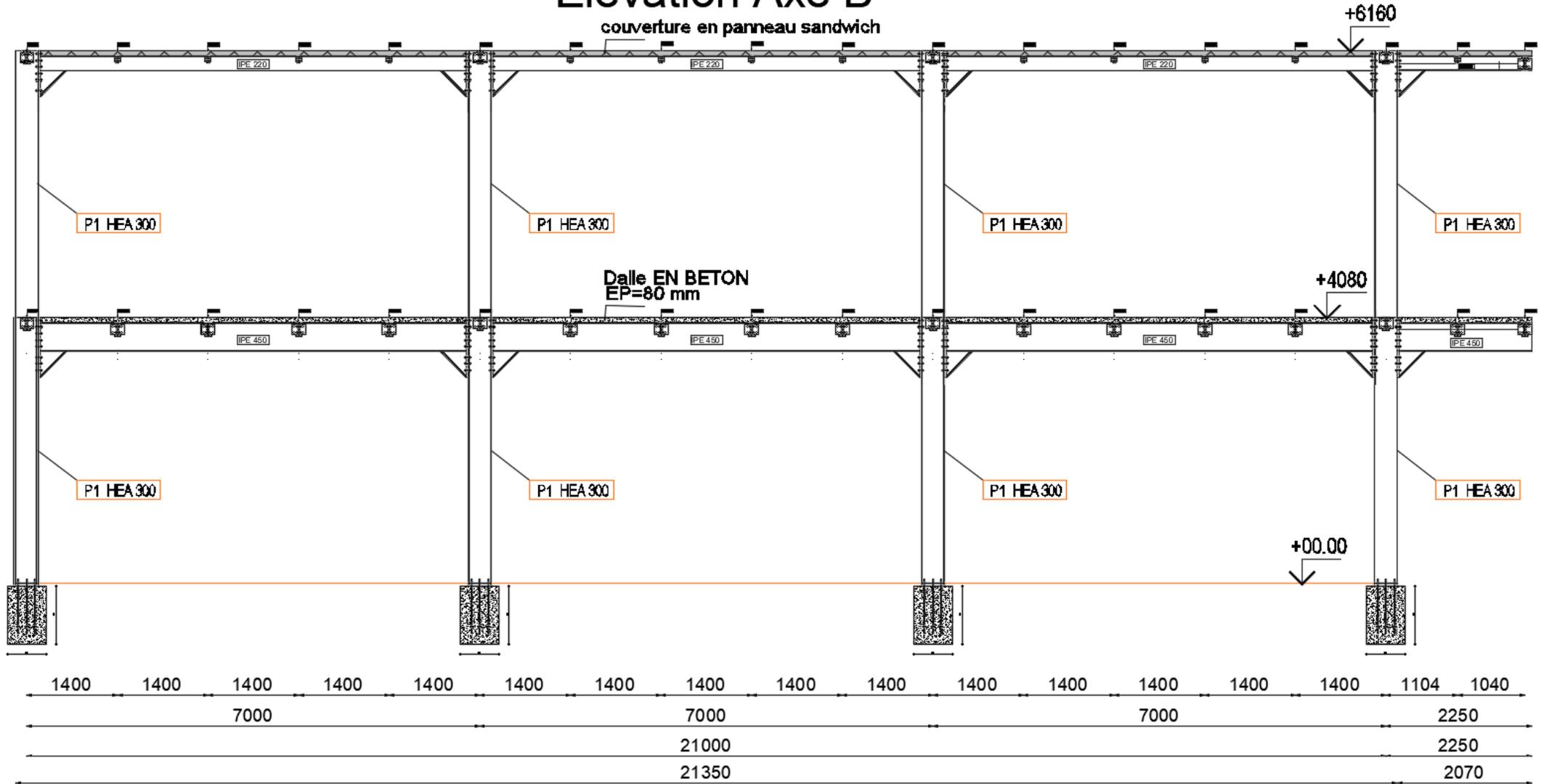
PLAN D'IMPLANTATION

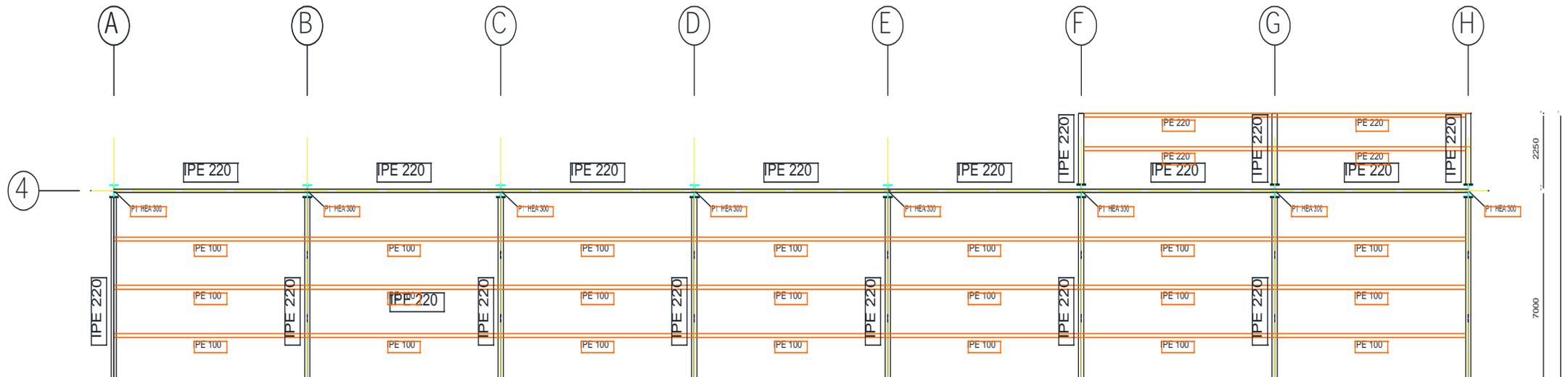




Plancher Niv+04,08m

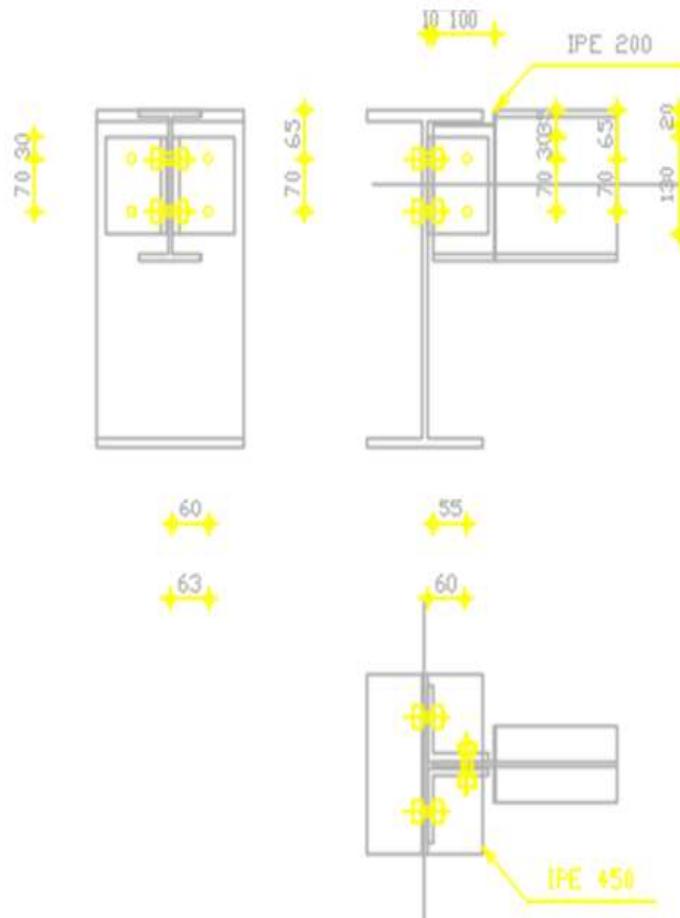
Elevation Axe B





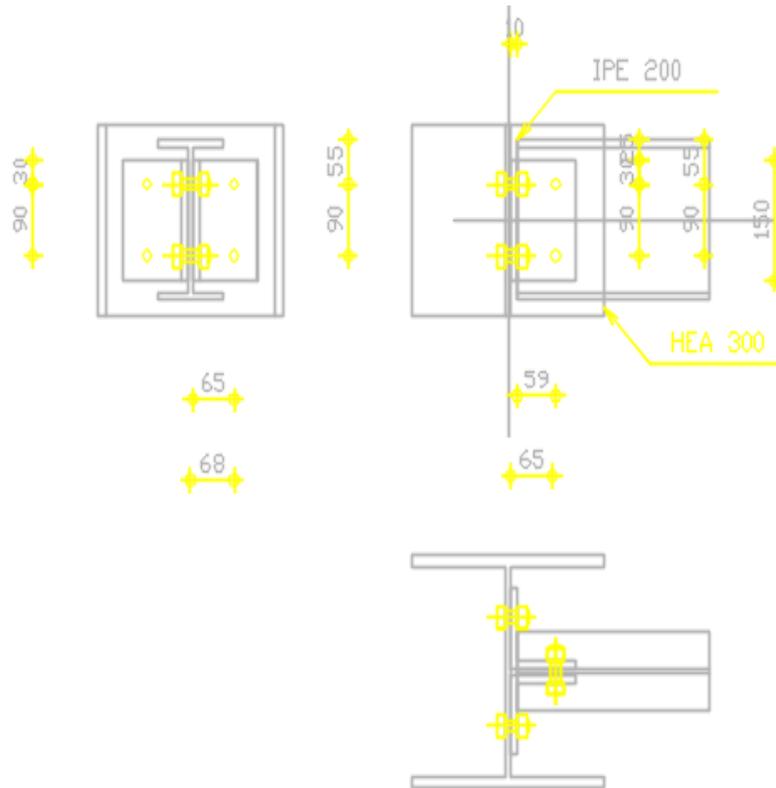
Assemblage poutre principale IPE 450 – solive IPE 200

Détail A



Assemblage poteau HEA 300 - poutre secondaire IPE 200

Détail C



Assemblage pieds de poteau

Détail D

