

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



- جامعة سعد دحلب – البلدية 1
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil
مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

THÈME

ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL (R+9+ SOUS-SOL) EN
CHARPENTE METALLIQUE

Etudié et réaliser par

DOUKMANE Yacine & ZENAF Oussama

Devant le jury composé de :

Mme . BEREDIAF	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mr. BENYAHIA	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. AZZAZ. A	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur
Mr. DERBAL. I	U. Saad Dahleb-Blida	Co-promoteur

Blida, Juin 2025

Remerciements

Nous remercions tout d'abord le bon Dieu, le tout puissant de nous avoir armé de force et de courage pour mener à terme ce projet.

Tout d'abord , Nous remercions tout particulièrement nos promoteurs, **Monsieur AZZAZ Abdessamed** et **Monsieur DERBAL Ismail**, pour leur encadrement précieux, leur disponibilité constante et leurs conseils avisés. Leur rigueur scientifique et leur soutien ont été des atouts indispensables à la bonne conduite de cette étude.

Nos remerciements s'étendent également à l'ensemble du corps enseignant de la spécialité **Master 2 Construction Métallique et Mixte**, ainsi qu'à tous les professeurs du département de **Génie Civil** pour la qualité de la formation qu'ils nous ont dispensée tout au long de notre cursus universitaire.

Nous souhaitons exprimer notre reconnaissance à l'ingénieur et développeur **HARZALLAH Mahdi** pour sa collaboration précieuse et son expertise dans le développement de l'application "Cutting-Optimization Pro", qui constitue une contribution significative à ce projet.

Enfin, nous n'oublions pas de remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer notre travail.

Dédicace

Au terme de ce long parcours, semé d'efforts et de persévérance, je dédie ce modeste travail...

À la personne la plus chère à mon cœur, **ma Mère**, Toi qui a été ma source de force et de courage. Tes prières, ton amour et ton soutien inconditionnel ont été la lumière qui a guidé mes pas. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte. Que ce travail soit le reflet de tes immenses sacrifices.

À toute ma chère et grande famille **HADJADJA**, pour votre soutien et vos encouragements constants.

À mon frère **MOUNIR**, pour sa présence et son appui fraternel.

À mes trésors, la prunelle de mes yeux, mes enfants **ROFAIDA** et **DJAKO**. Vous êtes ma plus grande fierté et la raison de tous mes efforts. Puisse ce travail vous inspirer à toujours persévérer et à croire en vos rêves.

À mon binôme et ami, **YACINE**, Pour ta patience, ta collaboration et ton esprit d'équipe tout au long de ce projet. Cette réussite est le fruit de notre effort commun.

À mes proches et amis fidèles, **mahdi**, **rayane** et **fares**, et **fouad** Pour les moments partagés, le soutien moral et une amitié sincère qui m'est précieuse.

À mes collègues, **fatima** et **wissam**, Pour l'ambiance de travail, l'entraide et les encouragements mutuels.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce projet.

Oussama

Dédicace

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, Le très miséricordieux.

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, son affection, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.

À Mes chères sœurs, qui ont toujours été à mes côtés et m'ont soutenue toute ma vie

À ma grande famille.

À mes amis.

À tous ceux qui sont proches de mon cœur.

Et je n'oublie pas mon binôme, ZENAF OUSSAMA pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

DOUKMANE Yacine .

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier d'un centre commercial en charpente métallique composée de rez-de-chaussée + 9étages + sous-sols.

Le projet sera réalisé à Blida dans la commune de boulevard des 20 mètres classés dans la zone sismique VI selon le RPA99 version 2024.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré dimensionnement des éléments porteurs, une étude dynamique en zone sismique selon le RPA99 2024, l'analyse sismique de la structure a été réalisée par logiciel du calcul ETABS structural analysis 2018, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

Abstract

This final year project consists of studying a commercial center with a steel structure comprising a ground floor, nine upper floors, and basements.

The project will be carried out in Blida, in the municipality of *Boulevard des 20 Mètres*, classified as seismic zone I according to RPA99 version 2024.

The project was developed in several stages. We carried out the load descent for the preliminary sizing of the load-bearing elements, a dynamic study in a seismic zone according to RPA99 2024, and seismic analysis of the structure using the structural analysis software **ETABS 2018**. This was followed by verification of the structural elements, then the joints/assemblies according to **CCM 97**, and finally, the study of the infrastructure.

Keywords: Steel structure, composite floors, earthquake, connections.

ملخص

يتعلق مشروع نهاية الدراسة هذا بدراسة مركز تجاري بهيكل معدني مكوّن من طابق أرضي + 9 طوابق + طوابق تحت الأرض.

سيُنفذ المشروع في مدينة البليدة، في بلدية شارع 20 مترًا، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية السادسة وفقًا لـ RPA99 نسخة 2024.

تم إعداد المشروع عبر عدة مراحل؛ حيث تم إجراء تنزيل الأحمال للقيام بالتصميم المبدئي للعناصر الحاملة، ودراسة ديناميكية في منطقة زلزالية وفقًا لـ RPA99 نسخة 2024، تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج ETABS للتحليل الإنشائي 2018، والتحقق من العناصر، ثم تجميعات الهيكل وفقًا لـ CCM 97، وأخيرًا دراسة البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، أرضيات مختلطة، زلزال، تجميعات.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction Générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction 3

I.2 Présentation de l'ouvrage 3

I.2.1 Caractéristiques géométriques du projet 4

I.2.2 Localisation et données concernant le site 5

I.2.3 Présentation architecturale 6

I.2.4 Présentation structurale 9

I.3 Règlements techniques 12

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux 12

I.4.1 Acier 12

I.4.2 Béton 13

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction 16

II.2 Les planchers 16

II.3 Méthode de calcul 16

II.3.1 Phase de construction 16

II.3.2 Phase finale 16

II.3.3 Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective) 17

II.4 Estimation des charges des planchers 17

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible 17

II.4.2 Plancher courant 18

II.5 Pré dimensionnement des Solives 18

II.5.1	Calcul des solives de planchers terrasse	19
II.5.2	Vérification solive plancher courant	24
II.5.3	Calcul des connecteurs.....	27
II.6	Pré dimensionnement des poutres principales	28
II.6.1	Poutre principale du plancher terrasse	28
II.6.2	Poutre principale du plancher courant	33
II.6.3	Calcul des connecteurs.....	40
II.7	Pré dimensionnement des poutres secondaire	41
II.8	Pré dimensionnement des poteaux	42
II.8.1	Principe de calcul	43
II.8.2	Prédimensionnement de poteau central (le plus sollicité)	44
Chapitre III : Predimensionnement des elements secondaires		
III.1	L'acrotère	50
III.1.1	Introduction.....	50
III.1.2	Evaluation des Charges.....	51
III.1.3	Calcul des Efforts	51
III.1.4	Ferraillage de L'acrotère.....	52
III.1.5	Vérification de la Section d'Acier.....	53
III.1.6	Armatures de Répartitions	53
III.1.7	Vérification à L'ELS.....	54
III.1.8	Vérification de l'Effort Tranchant.....	56
III.2	Etude des escaliers	57
III.2.1	Introduction.....	57
III.2.2	Pré dimensionnement de l'escalier.....	58
III.3	Dimensionnement des supports de marches.....	59
III.3.1	Dimensionnement des limons.....	60
III.3.2	Dimensionnement de la poutre palière.....	63
III.4	Conclusion.....	64
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique		
IV.1	Introduction	66
IV.2	Méthode de calcul	67
IV.3	Choix de la méthode de calcul	67
IV.3.1	La méthode statique équivalente	67
IV.3.2	Méthodes dynamiques.....	68

IV.3.3	Méthode d'analyse modale spectrale	68
IV.4	Calcul de la force sismique totale	71
	Modélisation	72
IV.4.1	Estimation de la période fondamentale de la structure	72
IV.4.2	Calcul de la force sismique totale.....	73
IV.4.3	Résultante des forces sismiques de calcul	73
IV.5	Vérification de la structure	80
IV.5.1	Vérification des déplacements inter étages.....	80
IV.5.2	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	80
IV.6	Conclusion.....	83
Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature		
V.1	Introduction	85
V.2	Vérification de la stabilité	86
V.2.1	Vérification de la poutre principale	86
V.2.2	Vérification des poteaux	90
V.3	Vérification des contreventements.....	96
V.3.1	Généralités	96
V.3.2	Dimensionnement des contreventements.....	97
V.3.3	Vérifications a la compression	97
V.3.4	Vérification à la traction	98
V.4	Conclusion.....	98
Chapitre VI : Etude et conception des assemblages		
VI.1	Introduction	100
VI.2	Types d'assemblages utilisés dans notre projet	101
VI.2.1	l'assemblage poteau-poutre	101
VI.2.2	Assemblage poutre HEB650 –solive IPE330	117
VI.2.3	Assemblages poteau – poteau.....	120
VI.2.4	Assemblages pied de poteau	125
VI.2.5	Assemblage de contreventement en v	128
VI.3	Conclusion.....	130
Chapitre VII : Etude des fondations		
VII.1	Introduction	132
VII.2	Choix du type de fondations.....	132
VII.3	Calcul des fondations.....	132

VII.3.1	Semelles isolées.....	132
VII.3.2	Semelles filantes.....	133
VII.3.3	Semelles filantes croisées	135
VII.3.4	Radier générale.....	137
VII.3.5	Ferraillage des nervures	146
VII.3.6	Armature de peau	149
VII.3.7	Schéma de ferraillage des nervures	150
VII.4	Voile périphérique	151
VII.4.1	Introduction.....	151
VII.4.2	Pré dimensionnement	151
VII.4.3	Evaluation des charges.....	151
VII.4.4	Effort dans la dalle	152
VII.4.5	Ferraillage de la dalle	153
VII.4.6	Condition exigée par les RPA/version 2024.....	154
VII.4.7	Condition de non fragilité	154
VII.4.8	Vérification de l'effort tranchant	155
VII.4.9	Vérification à L'ELS	155
VII.4.10	Schéma de ferraillage du voile périphérique.....	156
Chapitre VIII : Contribution – Développement d'une Application pour		
l'Optimisation de Découpe de Profils en Acier		
VIII.1	Introduction	159
VIII.2	Présentation de l'Application "Cutting-Optimization Pro"	159
VIII.2.1	Fonctionnalités Clés	159
VIII.2.2	Technologies et Interface Utilisateur	160
VIII.3	Avantages et Impact sur le Terrain	161
VIII.4	Evaluation fonctionnelle de l'Application	161
VIII.5	Conclusion.....	162
Conclusion générale		163
Références bibliographiques		
Annexes		

Liste des Figures

Figure I. 1: Photo 3d.	4
Figure I. 2: COUP A-A.	5
Figure I. 3: Vue en plan sous-sol.	6
Figure I. 4: Vue en plan etages courant.	7
Figure I. 5: Vue en plan terrasse.	8
Figure I. 6: Coupe du plancher collaborant.	9
Figure I. 7: Conception d'un plancher collaborant.	10
Figure I. 8: Bac d'acier type Hi Bond 55.	10
Figure I. 9: Goujon soudée.	11
Figure I. 10: Escalier en charpente métallique.	12
Figure II. 1: Schéma des composants de plancher mixte.	17
Figure II. 2: Schéma des solives.	18
Figure II. 3: IPE 240.	19
Figure II. 4: Largeur effective de la dalle	27
Figure II. 5: Schéma statique de poutre principale.	29
Figure II. 6: Largeur effective de la dalle	40
Figure II. 7: Poteaux HEA, HEB, HEM.	42
Figure II. 8: Poteau central.	43
Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.	50
Figure III. 2: Diagrammes des efforts à l'ELU.	52
Figure III. 3 : schema de Ferrailage de l'acrotère.	56
Figure III. 4: Type 1 d'escalier.	57
Figure III. 5: Type 2 d'escalier.	57
Figure III. 6: Vue en plan de l'escalier.	58
Figure III. 7: Disposition des cornières.	59
Figure III. 8: Charge applique sur limon.	60
Figure IV. 1: Spectres de réponse élastique de type 1 et de type 2	69
Figure IV. 2: Structure auto stable.	74
Figure IV. 3: La déformée pour les modes du modèle initial.	75

Figure IV. 4: La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.	77
Figure IV. 5: Structure avec palées triangulées en V.	78
Figure IV. 6: La déformée pour les modes du modèle finale.	79
Figure V. 1: schémas de la poutre principale de corante.	86
Figure V. 2: Schémas de la poutre principale, de terrasse.	87
Figure V. 3: La rigidité des poteaux.	91
Figure V. 4: Contreventement en V.	97
Figure VI. 2: Assemblage poteau – poutre.....	102
Figure VI. 1: Assemblage soudé poutre- platine.	103
Figure VI. 3: Assemblage soudé poutre- platine.	111
Figure VI. 4: Assemblage poteau – poutre.....	112
Figure VI. 5: Assemblage poteau – poutre.....	116
Figure VI. 6: Contrainte équivalente.	116
Figure VI. 7: Distribution des boulons sur la platine d’extrémité.	117
Figure VI. 8: 3d de lassemblage.	123
Figure VI. 9: Distribution des boulons.	123
Figure VI. 10: Verfication globale de lassemblage.	124
Figure VI. 11: Contrainte équivalente.	125
Figure VI. 12: 3d de l’assemblage pied de poteau.....	126
Figure VI. 13: Contrainte équivalente.	127
Figure VI. 14: L’attache de la diagonale tube 360*360*25 – HEB650.	128
Figure VII. 1: Semelle isolée sous poteau.....	133
Figure VII. 2: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central	135
Figure VII. 3: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive. ...	135
Figure VII. 4: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central. ...	136
Figure VII. 5: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	137
Figure VII. 6: Contraintes sous le radier	142
Figure VII. 7: Ferrailage de la dalle	149
Figure VII. 8: Ferrailage des nervures sens y-y.	150
Figure VII. 9: Ferrailage des nervures sens x-x.....	150
Figure VII. 10: Poussées des terres.	152
Figure VII. 11: Ferrailage du voile périphérique en travée (sens x-x).	156

Figure VII. 12: Ferrailage du voile périphérique en travée (sens y-y).....	156
Figure VII. 13: Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens x-x) ; (sens y-y) ..	157
Figure VIII. 1: Optimisation de coupe des profilè.	161
Figure VIII. 2: Interface de saisie des profils dans cutting optimizer pro.	162

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés	13
Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques.....	13
Tableau II. 1: Charge permanente terrasse inaccessible	17
Tableau II. 2: Charge permanente Plancher courant	18
Tableau II. 3: Caractéristiques du profilé IPE 240.....	19
Tableau II. 4: Tableau de la flèche	21
Tableau II. 5: Caractéristique du profilé IPE 450	29
Tableau II. 6: Caractéristique du profilé IPE 500	35
Tableau II. 7: Poutre secondaire des planchers terrasse.....	42
Tableau II. 8: Poutre secondaire des planchers courant.....	42
Tableau II. 9: La loi de dégression	44
Tableau II. 10: La descente des charges (les poteaux centraux)	45
Tableau II. 11: Les sections et les profilés des poteaux centraux	46
Tableau II. 12: Vérification au flambement de 9ème étage jusqu'à RDC.....	48
Tableau II. 13: Choix final des profilés	48
Tableau III. 1: Charges permanentes du Volée	61
Tableau III. 2: Charges permanentes du Palier	61
Tableau IV. 1: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 C (Zones IV, V et VI)	69
Tableau IV. 2: Valeurs de ξ (%)	69
Tableau IV. 3: Valeurs du coefficient de comportement, R	70
Tableau IV. 4: Valeurs des Pondérations P_q	71
Tableau IV. 5: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique modale initiale	75
Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X	76
Tableau IV. 7: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique Modèle intermédiaire.....	77

Tableau IV. 8: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique modale finale	79
Tableau IV. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X	80
Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y	80
Tableau IV. 11: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant les axes X-X.....	82
Tableau IV. 12: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant les axes Y-Y	82
Tableau IV. 13: Profils finaux adoptés.....	83
Tableau V. 1: Caractéristique géométrique et mécanique de HEB 650	86
Tableau V. 2: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE450	88
Tableau V. 3: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE 330	89
Tableau V. 4: Vérification au flambement par flexion pour $N^{\max}$	95
Tableau V. 5: Vérification au flambement par flexion pour $M_y^{\max}$	95
Tableau V. 6: Vérification au flambement par flexion pour $M_z^{\max}$	96
Tableau VI. 1: Caractéristiques des boulons.....	100
Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques des profilés.....	102
Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques des profilés.....	110
Tableau VI. 4: Les caractéristiques du profilé (HEB650 – IPE330)	117
Tableau VI. 5: Les caractéristiques du profilé (HEB1000)	120
Tableau VI. 6: Caractéristiques des boulons.....	128
Tableau VI. 7: Caractéristique des profilés assemblés.....	128
Tableau VI. 8: Coordonnées géométriques.....	128
Tableau VII. 1: Sections des semelles filantes continues sens y-y	134
Tableau VII. 2: Sections des semelles filantes continues sens x-x	134
Tableau VII. 3: Section des semelles filante sens x-x.....	136
Tableau VII. 4: Section des semelles filante sens y-y.....	136
Tableau VII. 5: Contraintes sous le radier à l'ELU	142
Tableau VII. 6: Vérification des contraintes à l'ELS	143
Tableau VII. 7: Calcul des moments à l'ELU	144
Tableau VII. 8: Calcul des moments à l'ELS.....	145
Tableau VII. 9: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	145
Tableau VII. 10: Vérification des contraintes	146

Tableau VII. 11: Ferrailage des nervures suivant x-x.....	146
Tableau VII. 12: Ferrailage des nervures suivant y-y.....	147
Tableau VII. 13: Vérification des contraintes	147
Tableau VII. 14: Espacement des armatures transversales	148
Tableau VII. 15: Choix des armatures transversales.....	148
Tableau VII. 16: Ferrailage de la dalle pleine	154
Tableau VII. 17: Vérification des contraintes à l'ELS.....	156
 Tableau VIII. 1: Récapitulatif du calcul des profils métalliques	 161

Liste des Symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone.
A_s :	Aire d'une section d'acier.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
σ_s :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ_m :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Période.
S_t :	Espacement.
λ :	Elancement.
F :	Force concentrée.
f :	Flèche.
f_{adm} :	Flèche admissible.

L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y	Coefficient de flambement –flexion.
m :	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n :	Nombre de boulons.
β_M :	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w :	Facteur de corrélation (soudure).
ε :	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η :	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ :	Elancement.
λ_k :	Elancement eulérien.
λ :	Elancement réduit.
λ_{LT} :	Elancement de déversement.
μ :	Coefficient de frottement.
χ :	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT} :	Coefficient de réduction de déversement.
A_{net} :	Section nette d'une pièce.
A_s :	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t :	Moment d'inertie de torsion.
I_y :	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z :	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff} :	Module de résistance efficace.
W_{el} :	Module de résistance élastique.
W_{pl} :	Module de résistance plastique.
b :	Largeur d'une semelle de poutre.
D :	Diamètre nominale des tiges des boulons
d_0 :	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i :	Rayon de giration d'une section.
l :	Largeur d'une poutre.
t :	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f :	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w :	Epaisseur d'une âme de poutre.
v_s :	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i :	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α :	Angle en général.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au cisaillement.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au à la traction.
F_v :	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B :	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T :	Résistance des boulons en traction.

- α : Facteur d'imperfection (flambement).
- β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- F_y : Limite d'élasticité.

Introduction Générale

Pour n'importe quel projet de construction, différents procédés de conception et de calculs sont utilisés, selon des normes et des codes qui doivent être respectés.

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes notamment les séismes, le vent et les incendies constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un hôtel (RDC et 9 étages avec s/sol) en charpente métallique, qui implanté à la wilaya de BLIDA.

Notre projet est structuré suivant les chapitres suivants :

- 1er chapitre : on présente des Introductions aux structures métalliques, et la construction mixte, et ce chapitre comprend la Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des Matériaux à utiliser aussi que les règlements techniques.
- 2ème chapitre : sera un pré dimensionnement des éléments de la structure, tels que les planchers, poteaux, poutres de bâtiment.
- 3ème chapitre : l'objective de ce chapitre, est étudiée les element secondaire de la structure (lesclier , acrotere).
- 4ème chapitre : comporte l'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite en introduisant un spectre de réponse au logiciel ETABS structural analysis 2018 pour déterminer les efforts dans les éléments.
- 5ème chapitre : porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique.
- 6ème chapitre : consacre à la conception et l'étude des assemblages des différents éléments poteau- poutre et aussi poteau- poteau.
- 7 ème chapitre : consacré à l'étude des fondations.
- 8 ème chapitre : le dernier chapitre consacré à contribution – Développement d'une Application pour l'Optimisation de Découpe de Profilés en Aciers sera Et enfin on termine notre travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

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

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

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

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

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

I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier d'un ***centre commercial*** « R+9+ sous-sol » en charpente métallique. Il est implanté à la wilaya d'Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone VI) selon les (RPA version 2024).



Figure I. 1: Photo 3d.

I.2.1 Caractéristiques géométriques du projet

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale.....**49,8m**
- Largeur totale..... **24m**
- Hauteur de s/sol**4 m**
- Hauteur du rez-de –chaussé**4,08m**
- Hauteur des étages.....**4,08 m**
- Hauteur totale du bâtiment.....**40,8m**

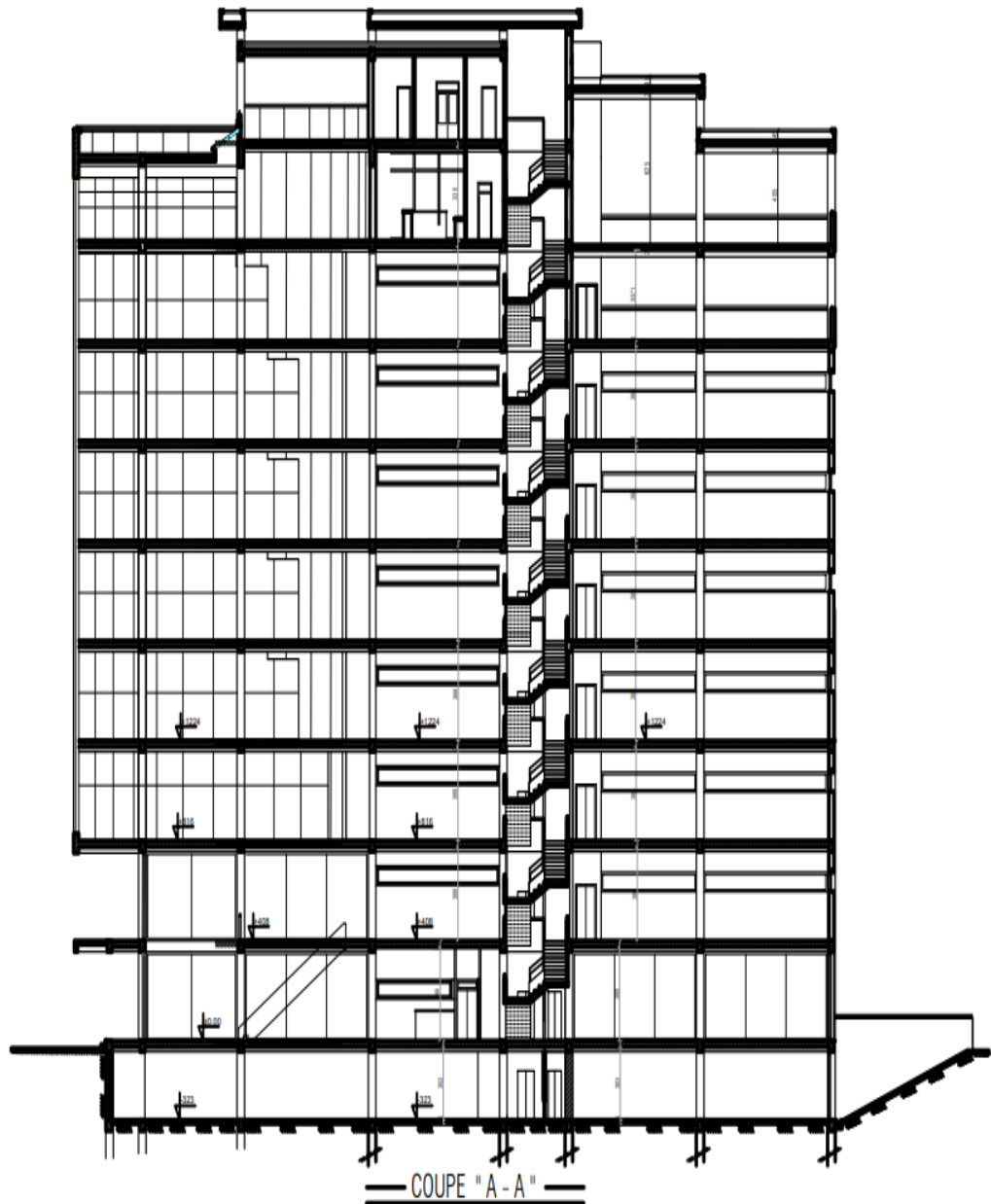


Figure I. 2: COUP A-A.

I.2.2 Localisation et données concernant le site

- Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya de Blida ville de Blida dont :
- La contrainte admissible du sol est de **2,25 bars**.
- Le site est classé dans la catégorie **(S3), (site meuble)**.
- La zone sismique VI.
- Altitude = **260 m**.

I.2.3 Présentation architecturale

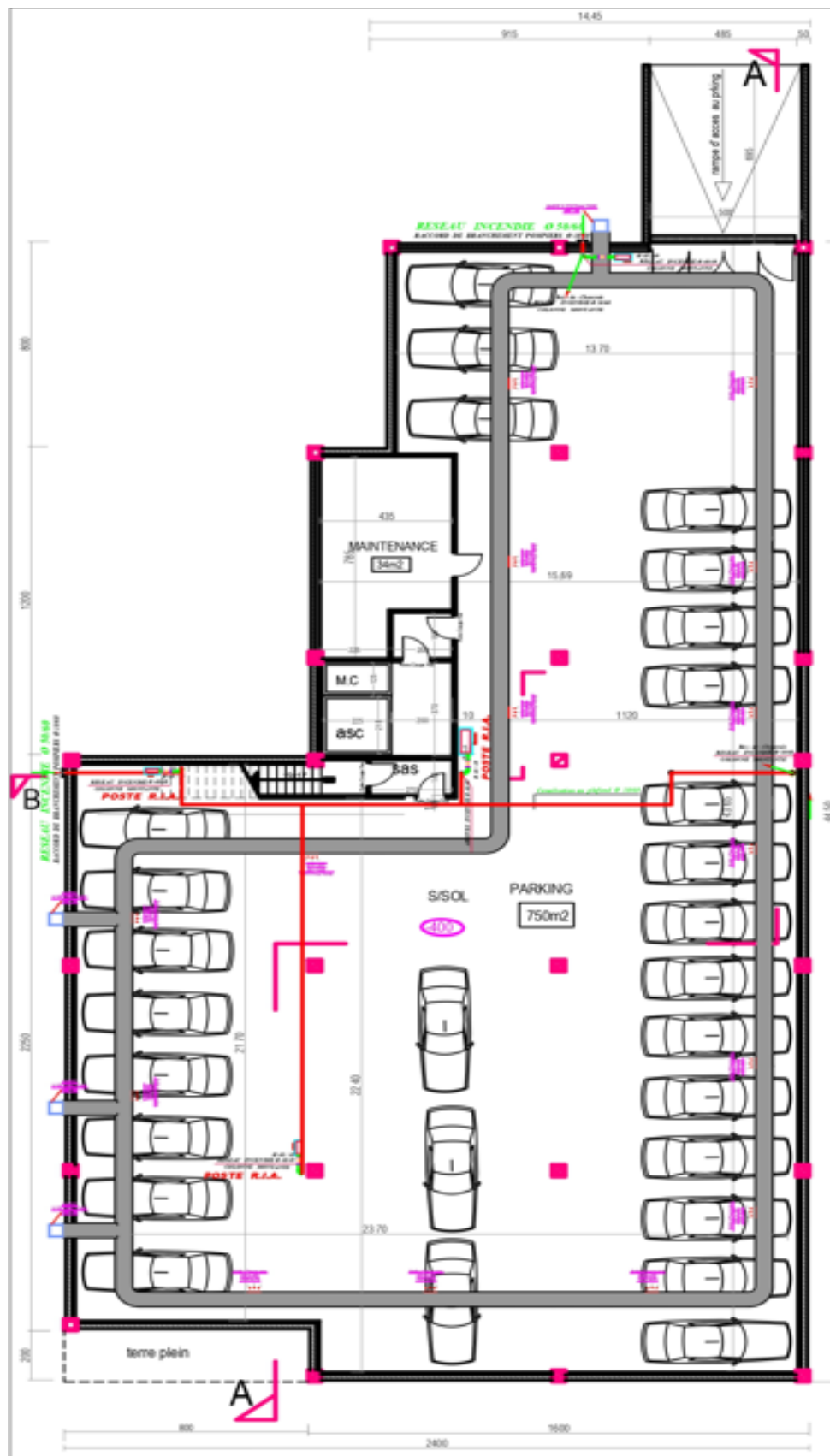


Figure I. 3: Vue en plan sous-sol.

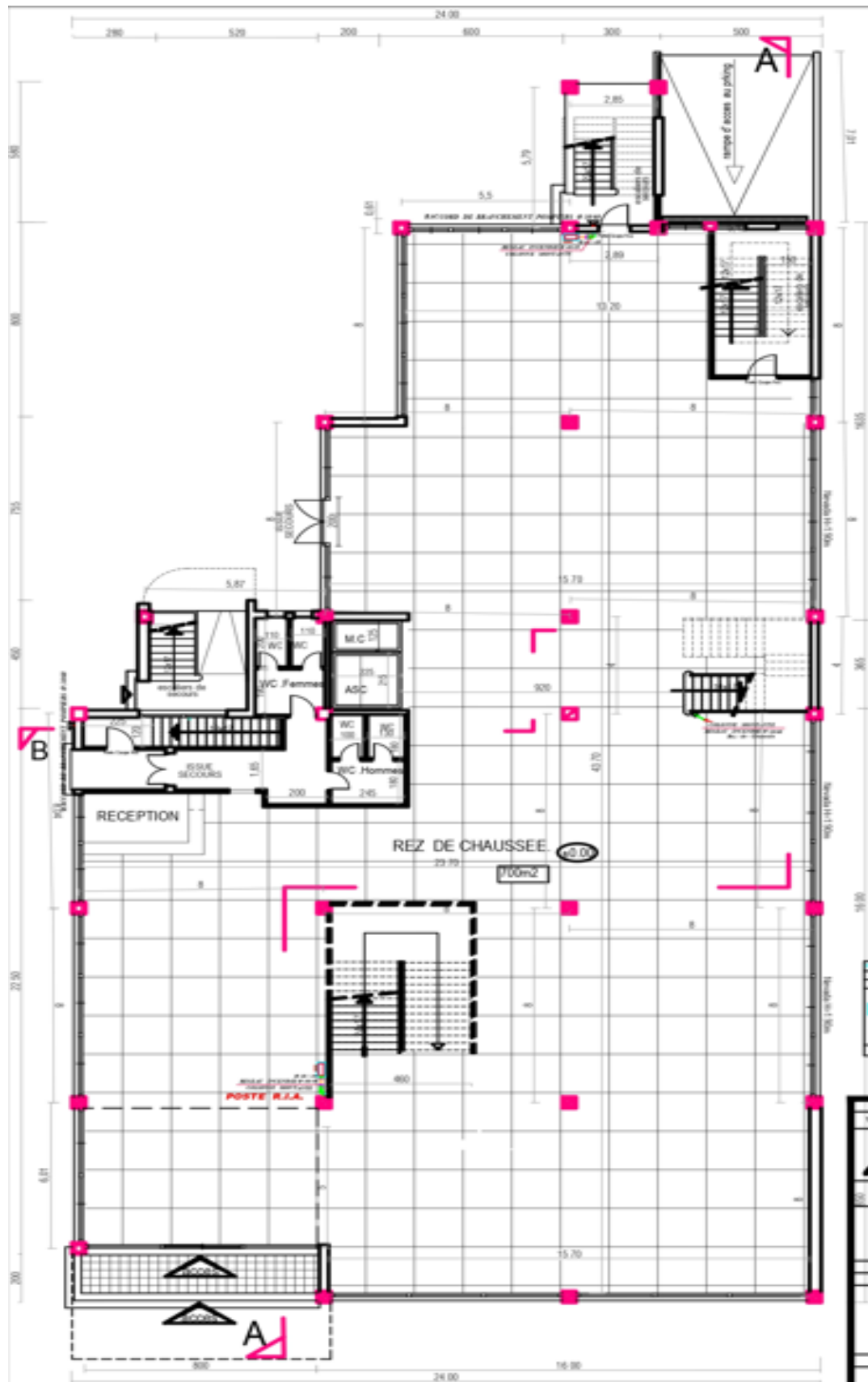


Figure I. 4: Vue en plan etages courant.

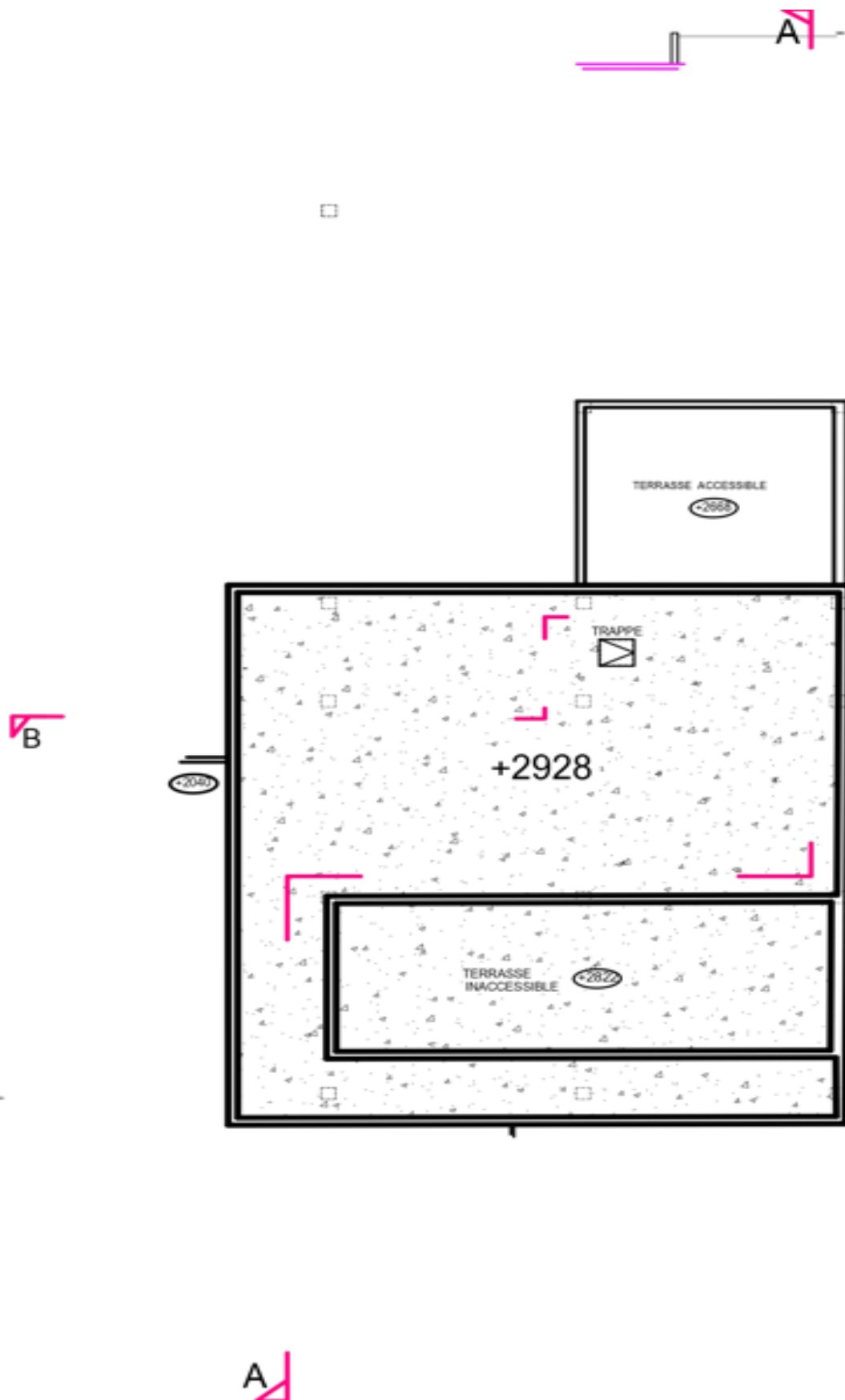


Figure I. 5: Vue en plan terrasse.

I.2.4 Présentation structurale

I.2.4.1 Ossature

En se référant aux RPA version 2024 qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17 m en zone VI, le type de contreventement.

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques en charpente métallique (poteau, poutre) et contreventements en V.

I.2.4.2 Les planchers

Les planchers d'étage courant et de terrasse inaccessible sont des planchers de type mixte. Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, h_t doit être d'au moins **80mm**.

L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à **40mm**.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, h_t doit être d'au moins 90mm et h_c ne doit pas être inférieure à 50 mm

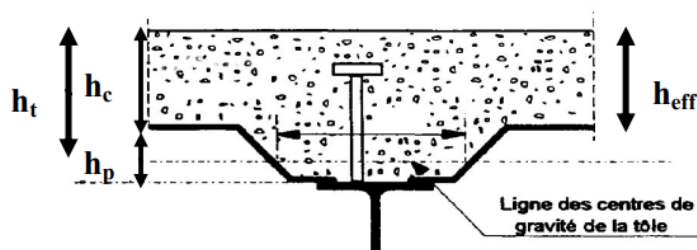


Figure I. 6: Coupe du plancher collaborant.

- **Résistance au feu**

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, variant entre (R30 et R120). Elle ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur h_{eff} est donnée par les formules suivantes :

$$b_{eff} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \times \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right] \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_t > 90 \text{ mm}$$

R90 => $h_{eff} \geq 100 \text{ mm}$

Hi-bond 55.750; $h_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = 95 \text{ mm}$

$b_{eff} = 95 + 0.5 \times 95 \times (1) = 122.5 \text{ mm}$

donc : $h_t = 150 \text{ mm}$.

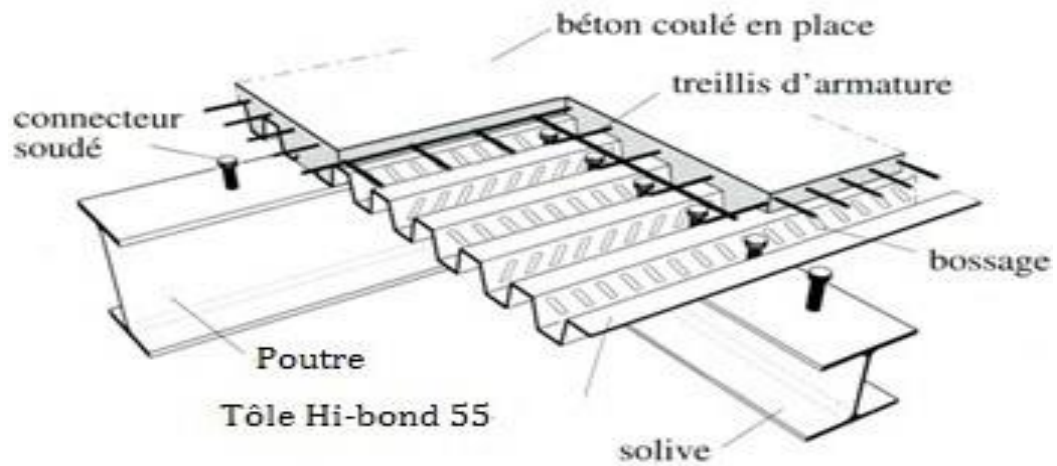


Figure I. 7: Conception d'un plancher collaborant.

I.2.4.3 Bac d'acier

Les bacs aciers sont de type **Hi Bond 55**

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

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

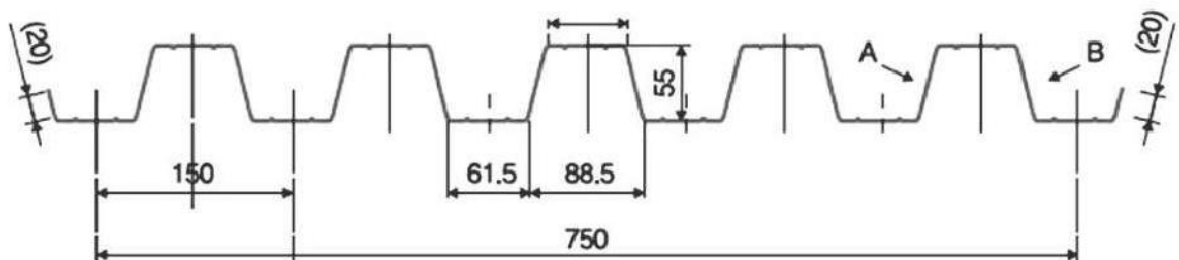


Figure I. 8: Bac d'acier type Hi Bond 55.

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

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

I.2.4.4 Les connecteurs

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués. Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur **$h=95\text{mm}$** et de diamètre **$d=19\text{mm}$** , qui sont assemblés par soudage.

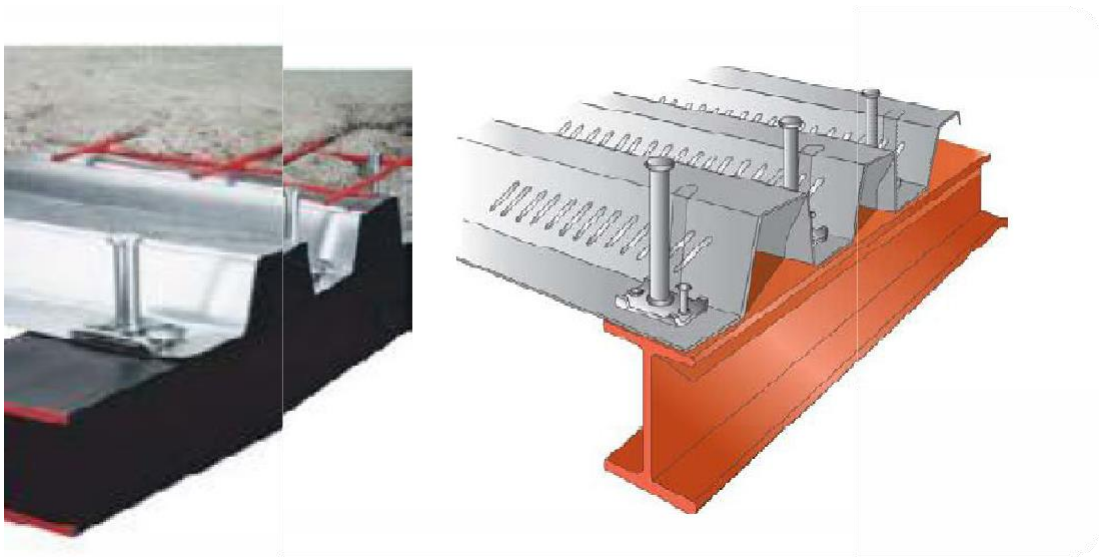


Figure I. 9: Goujon soudée.

I.2.4.5 Etanchéité

Nous avons un plancher qui est inaccessible, qui se résume par une charge d'exploitation réduite.

Donc on peut dire que se plancher est soumis à son poids propre plus la charge du système d'étanchéité. Il est connu que le système d'étanchéité classique avec protection lourde en gravillon exerce une charge considérable sur le plancher. Pour cela on a essayé de trouver une solution plus légère et efficace, et c'est là qu'on a sollicité le service commercial des produits SIKA qui nous a proposé **SIKAFILL** ; une étanchéité pour terrasse inaccessible qui ne nécessite pas forcément de protection lourde, et qui se résulte par une diminution de la charge permanente.

I.2.4.6 Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Ils sont réalisés en charpente métallique



Figure I. 10: Escalier en charpente métallique.

I.3 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- Eurocode 3, 1 et 4
- RPA : Règlement Parasismique Algériennes version 2024
- RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent
- BAEL : Béton armé aux états limites
- DTR C2.2 : Charges et surcharges

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.4.1 Acier

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$.
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769\text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ par } ^\circ\text{C}$

- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

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

Tableau I. 1: Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

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

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques

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

I.4.2 Béton

- **Caractéristiques du béton**

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

- La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{cj} 28 = 25 \text{ MPa}$**
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale du béton**

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

- **Module de déformation instantané**

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

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé**

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

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

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

- **Coefficient de poisson :**

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

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du côté de la section}}$$

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations.

Le pré dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

II.2 Les planchers

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

II.3 Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

II.3.1 Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé,
- Poids propre du béton frais,
- Surcharge de construction (ouvrier).

II.3.2 Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé,
- Poids propre du béton (sec),
- Surcharge d'exploitation,
- Finition.

II.3.3 Largeur de la dalle collaborant (Largeur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes.

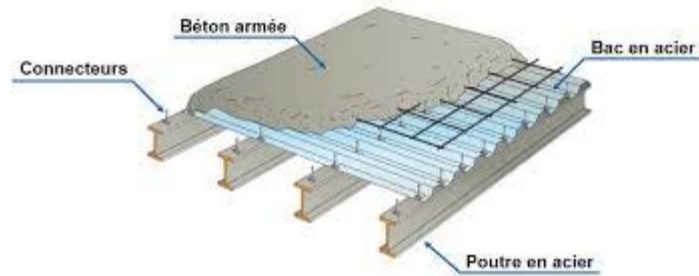


Figure II. 1: Schéma des composants de plancher mixte.

II.4 Estimation des charges des planchers

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible

- Action permanentes

Tableau II. 1: Charge permanente terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	Charges permanentes (Kn/m2)
• Etanchéité multicouches	5	$0.05 \times 6 = 0.3$
• Forme de pente	10	$22 \times 0.1 = 2.2$
• Isolation thermique	4	$0.04 \times 4 = 0.16$
• Dalle en beton arme	15	3.05
• Bac d'acier(Hi bond55)	0.75	0.093
• Faux plafond	/	0,15
• Protection en gravillon	5	$0.05 \times 17 = 0,85$
• Equipement	/	0.3
Totale=		7,11

Surcharges d'exploitation Q = 1 kN/m

II.4.2 Plancher courant

- **Action permanentes**

Tableau II. 2: Charge permanente Plancher courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	Charges permanentes (Kn/m ²)
• Dalle en beton arme	15	3.05
• Bacd'acier(Hibond55)	0,75	0.093
• Faux plafond	1	0.1
• Revêtement en carrelage	2	$0.02 \times 20 = 0,40$
• Mortier de pose	2	$0.02 \times 20 = 0.4$
• Lit de sable	3	$18 \times 0.03 = 0.54$
• Cloisonnements	/	1
• Σ Totale		$\Sigma G = 5.59$

- **Charge d'exploitation.....** Planche courant (**usage commerciale**) **4 kN/m²**.

II.5 Pré dimensionnement des Solives

Les solives sont généralement des profilés **en IPE, IPN** qui travaillent à la flexion simple dont leur espacement est compris entre **1.5 et 4 m** selon le type du bac d'acier utiliser.

On pré dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

Pour notre cas on prend l'espacement entre les solives et **2m**.

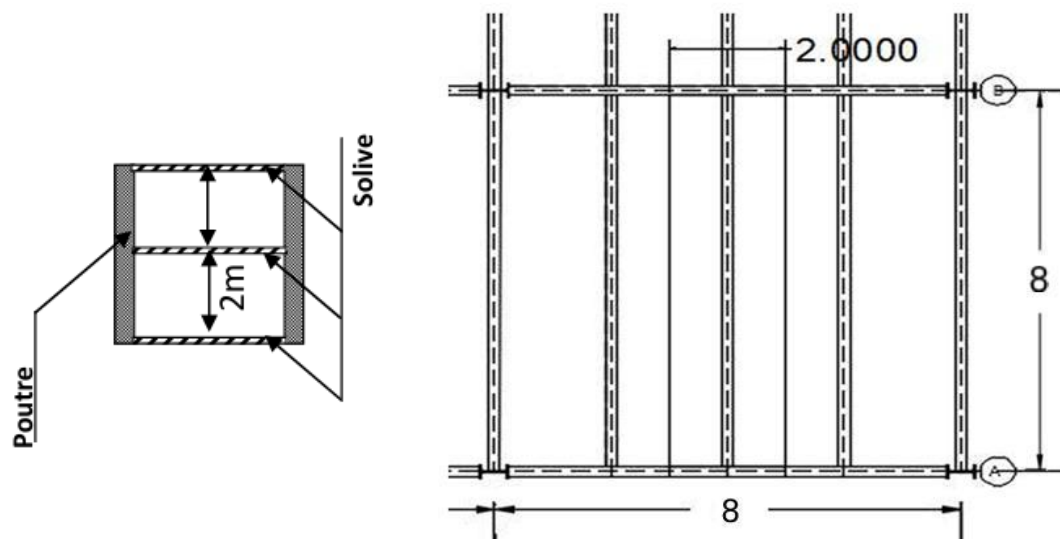


Figure II. 2: Schéma des solives.

II.5.1 Calcul des solives de planchers terrasse

La solive plus sollicitée a une portée de **8 m** et un espacement de **2 m**

Remarque : pour les solives on choisi : toujours la plus économique donc on prend **IPE 240**.

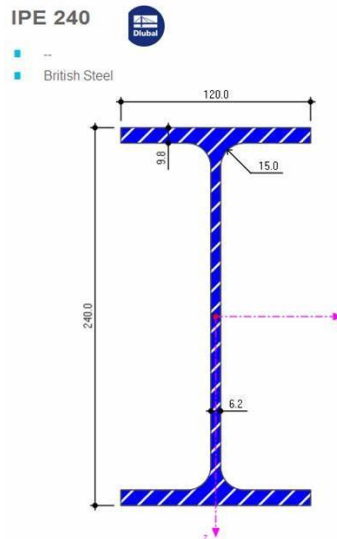


Figure II. 3: IPE 240.

Tableau II. 3: Caractéristiques du profilé IPE 240

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 240	30,7	39,12	240	120	9,8	3892	283,6	366,6	73,92	9,97	2,69

II.5.1.1 Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé IPE 240 $g_p = 0.307 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du béton frais (dalle de 15cm) $G_b = 3,05 \text{ kN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

a. Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 2 m.

➤ Elu

- $q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$
- $q_u = 1,35 \times (0.307 + (3 + 0,15) \times 2) + 1,5 \times 0,75 \times 2$

- $q_u = 11.088 \text{ kn/ml}$

➤ **Els**

- $q_s = gp + (Gb + Gbac) \times e + Qc \times e$
- $q_s = 0.307 + (3 + 0.15) \times 2 + 0.75 \times 2$
- $q_s = 8.107 \text{ KN/ml}$.

b. Vérifications

- **Moment fléchissant**

M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : M_{max} : le moment appliqué.

$$\gamma_{m0} = 1 \quad f_y = 275 \text{ Mpa}$$

- Le moment appliqué : $M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.088 \times 8^2}{8} = 88,704 \text{ kn.m}$

$$M_{pl,rd} = 100,815 \text{ kn.m} > M_{sd} = 88,704 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$r = \frac{88,704}{100,815} = 0,88$$

« r » est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

- **L'effort tranchant**

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

V_{plrd} : effort tranchant de plastification de la section

A_v : aire de cisaillement.

Donc :

$$V_{plrd} = 303,88 \text{ kn} > V_{sd} = q_l / 2 = 44,352 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 151,94 \text{ KN} > V_{sd} = 44,352 \text{ KN}$$

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

- **Vérification de la rigidité**

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

Tableau II. 4: Tableau de la flèche

Cas de structures	Flèche admissible max (δ_{adm})
Toitures en général	$\frac{\ell}{250}$
Toitures supportant fréquemment du personnel d'entretien	$\frac{\ell}{300}$
Planchers en général	$\frac{\ell}{300}$
Planchers et Toitures des supportant cloisons en plâtre	$\frac{\ell}{350}$
Planchers supportant des poteaux	$\frac{\ell}{500}$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 8,107 \times 4000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 3,30 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 16 \text{ mm donc } > 3,30 \text{ verifie}$$

- **Vérification du déversement**

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} \rightarrow \text{Condition de vérification}$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ (section de classe I).
- $K = 1$ (Appuis simples aux deux extrémités)
- $c_1 = 1.132$
- $c_2 = 0.459$
- $c_3 = 0.525$
- $\alpha_{Lt} = 0.21$ (Profilé laminé)
- χ_{Lt} : Est le facteur de réduction pour le déversement.

$$x_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/iz}{\sqrt{C1[(\frac{K}{K_W})^2 + \frac{1}{20}(\frac{KL/iz}{h/t_f})^2]^{0,25}}} = \frac{1 \times \frac{4000}{26,9}}{[1 + 1/20 \left(\frac{\frac{4000}{26,9}}{\frac{240}{9,8}} \right) \sqrt{1,132}}]^{0,25}} = 107,75$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,91_\varepsilon} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda = 1.14 \Rightarrow \text{Ilya un risque de déversement}$$

$$\Phi_{lt}=1,24$$

$$\rightarrow x_{lt} = 1,65$$

$$\rightarrow m_{brd} = 151,22 \text{ kN.m} > m_{sd} = 44,352$$

Avec Remarque pour déversement on prend $L=l/2$ donc..... $l=4\text{m}$.

$M_{sd} < M_{b,rd}$ Déversement vérifié

II.5.1.2 Phase finale

- Poids P du profile (IPE240) $gp= 0,307 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $Gt= 7.11 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q= 1 \text{ KN/m}^2$

a. Combinaison des charges

➤ ELU

$$qu = 1,35 \times (gp + (Gt \times e)) + 1,5 \times Qc \times e$$

$$qu = 1,35 \times [0,307 + (7.11 \times 2)] + 1,5 \times 1 \times 2$$

$$qu = 22,61 \text{ kN/ml}$$

➤ ELS

$$qs = gp + (Gt + Q) \times e$$

$$qs = 0.307 + (7.11 + 1) \times 2$$

$$qs = 16,527 \text{ kN/ml}$$

b. La largeur de la dalle

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times l_0/8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuyée} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{L_0}{8} = 2 \times 8/8 = 2 \dots\dots\dots \rightarrow \\ b = 2m \dots\dots\dots \end{array} \right.$$

✓ **Donc $b_{eff} = 2m$**

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

- R béton = $0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ kN}$$

- R Acier = $0,95 \times f_y \times A_a$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 3912 \times 10^{-3} = 1022,01 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 2707,5 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 1022,01 \text{ kN}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

c. Vérifications

• **Vérification de la flexion**

Il faut que : $M_{sd} < M_{plrd}$

- Le moment appliqué ;

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{22,61 \times 8^2}{8} = 180,88 \text{ kn.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = 1022,01 \times \left[\frac{240}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1022,01 \times 95}{2 \times 2707,5} \right) \right] \times 10^{-3} = 275,92 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \Rightarrow \text{condition Vérifié}$$

$$r = \frac{180,88}{275,92} = 0,65$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Donc :

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 19,14 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 303,88 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{22,61 \times 8}{2} = 90,44 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = 303,88 \text{ kN} > V_{sd} = 90,44 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 151,94 \text{ kN} > V_{sd} = 90,44 \text{ kN}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **Vérification de la rigidité**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 16,527 \times 8000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,96 \times 10^8} \leq f$$

Avec : $q_{ser} = 16,527 \text{ kN/ml}$.

$$L = 8 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{Avec } I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + n + v)} = \frac{b_{eff} \times h_c^2}{12 \times n} + I_a$$

$$V = A_a / A_b = 3912 / 2000 \times 95 = 0,021$$

$$n = E_a / E_b = 15$$

$$I_c = 1,96 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc } f_{\max} = 21,41 \quad f_{adm} = L / 250 = 8000 / 250 = 32 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 21,41 \text{ mm} \leq f_{adm} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

II.5.2 Vérification solive plancher courant

La solive plus sollicitée a une portée de 8 m et un espacement de 2 m donc c'est la même avec solive de plancher terrasse. **En Ipe 240.**

II.5.2.1 Phase de construction

Les résultats que nous avons trouvés sont les mêmes que ceux que nous avons obtenus au niveau du **plancher terrasse** (avec le profil IPE240).

II.5.2.2 Phase finale

- Poids P du profil (IPE240) $g_p = 0,307 \text{ kN/ml}$
- Charge permanente $G = 5,59 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

a. Combinaison des charges

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,307 + (5,59 \times 2)) + 1,5 \times 4 \times 2$$

$$q_u = 27,50 \text{ kN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0,307 + (5,59 + 4) \times 2$$

$$q_s = 19,487 \text{ kN/m}$$

b. Largeur de la dalle

$$B_{eff} = \begin{cases} 2 \times L_0/8 & \dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b & \dots \dots \dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

Donc $b_{eff} = 2 \text{ m}$

Position de l'axe neutre plastique

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

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ kN}$$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 3912 \times 10^{-3} = 1022,01 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

c. Vérification• **Vérification de la flexion**

Il faut que : $M_{sd} < M_{plrd}$

- Le moment appliqué : $M_{plrd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27,755 \times 8^2}{8} = 220 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = 1022,01 \times \left[\frac{240}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1022,01 \times 95}{2 \times 2707,5} \right) \right] = 275,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 220 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 275,92 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition Vérifié}$$

Avec $r=0,79$

• **Effort tranchant**

$$V_{plrd} = \frac{1914 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 303,88 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = 110 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = 303,88 \text{ KN} > V_{sd} = 110 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 151,94 \text{ KN} > V_{sd} = 110 \text{ KN} \text{ vérifiée}$$

$$r=0,36$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **Vérification de la rigidité :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f$$

Avec : $q_{ser} = 19,671 \text{ KN/ml}$.

$L = 8 \text{ m}$.

$E = 2,1.105 \text{ N/mm}^2$.

Avec :

$$V = A_a / A_b = 6261 / 2000 \times 95 = 0.033$$

$$n = E_a / E_b = 15$$

$$I_c = 1,96 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc } f_{\max} = 25,25 \text{ mm} \quad f_{adm} = L / 250 = 8000 / 250 = 32 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 25,25 \text{ mm} \leq f_{adm} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r=0,789$$

• **Vérification du déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par la dalle béton.

Car le béton est dur n'est pas frais.

Remarque

Le profile IPE240 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse et courant un IPE240.

II.5.3 Calcul des connecteurs

Type goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

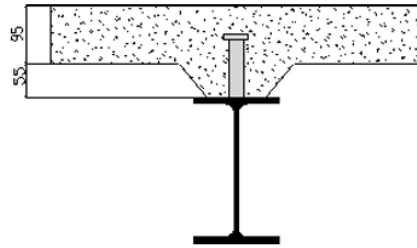


Figure II. 4: Largeur effective de la dalle

II.5.3.1 Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0,29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$

- Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4; \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas : $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{cases}$$

II.5.3.2 Influence du sens du bac d'acier

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

N_r : Nombre de goujon par nervure = 1

$h_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = 95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$ Largeur moyenne de la nervure

Donc $k = 0,82$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être Inférieur à 1 donc :

P_{rd} (Resistance au cisaillement) $K_t = 0,82$ $P_{rd} = 59,90 \text{ kN}$

II.5.3.3 Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL

$RL = \inf(R \text{ béton}; R \text{ Acies}); RL = \inf(2707,5; 1022,01) RL = 1022,01 \text{ kN}$

Nombre de connecteurs : par demi-portée

$N_{bre} = RL / P_{rd} = 1022,01 / 59,9 = 17,06$

On prend 17 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 34 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive .

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

$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$

$e_{\max} = 6 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$

$esp = \frac{L}{N_{br}-1}$ donc $esp = \frac{8000}{34-1} = 242,424 \text{ mm}$ on prend .. **240**

Donc on prend **34 connecteurs**, avec un espacement de **240 mm**

II.6 Pré dimensionnement des poutres principales

Les poutres principales, sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

II.6.1 Poutre principale du plancher terrasse

- La longueur la poutre la plus sollicitée est 8,5m

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

$\frac{8000}{25} = 320 \text{ mm} < h < \frac{8000}{15} = 533,33 \text{ mm}$ on prend Ipe 450

Tableau II. 5: Caractéristique du profilé IPE 450

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	tr mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 450	77,6	98,82	450	190	14,6	33740	1676	1702	276,4	18,48	4,12

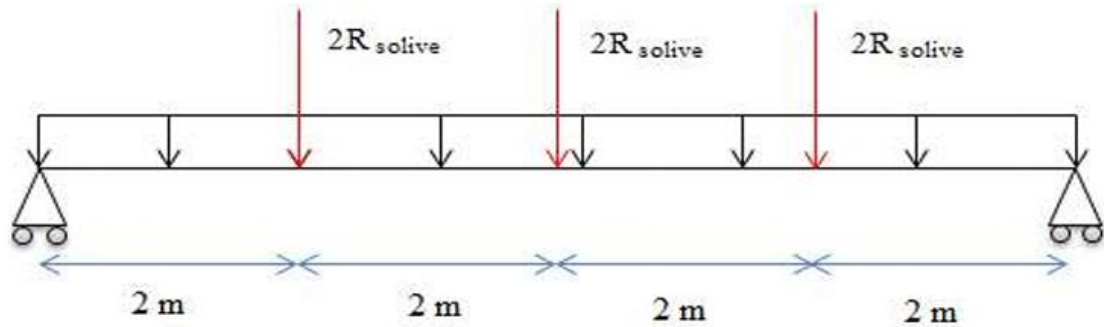


Figure II. 5: Schéma statique de poutre principale.

II.6.1.1 Phase de construction

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

- Poids propre du profilé.....gp= 0,776 KN/ml
- Poids propre du béton frais..... Gb=3,05 KN/ml
- Poids du bac d'acier.....g=0,15 KN/m²
- Surcharge de construction Qc=0,75 KN/m²

a. Calcul des réactions des solives

➤ ELU :

$$q_u = 11,088 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 8,107 \text{ KN/ml}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ soliv}}{2}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_s \text{ solive} \times L \text{ soliv}}{2}$$

$$R_u = \frac{11,088 \times 8}{2} = 44,352$$

$$R_s = \frac{8,107 \times 8}{2} = 32,428$$

On 2 réaction de solive de même longueur de solive donc

$$R_u = 44,352 \times 2 = 88,704 \text{ KN}$$

$$R_s = 32,428 \times 2 = 64,856 \text{ KN}$$

b. Combinaisons des charges

➤ ELU

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

$$q_u = 1,35 \times (0,776 + (3 + 0,15) \times 0,190) + 1,5 \times 0,75 \times 0,190$$

$$q_u = 2,136 \text{ kN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = gp + (Gb + g) \times bs + Q_c \times bs$$

$$q_s = 0,776 + (3 + 0,150) \times 0,190 + 0,75 \times 0,190$$

$$q_s = 1,511 \text{ kN/ml}$$

c. Vérifications• **Moment fléchissant**

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,136 \times 8^2}{8} + \frac{88,704 \times 8^1}{2} = 368,256 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^{-3})}{1} = 468,05 \text{ kN.m}$$

$$r = 0,78$$

$$M_{plrd} = 468,05 \text{ kN.m} > M_{sd} = 368,256 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 50,85 \times 10^2}{1\sqrt{3}} = 807,352 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u \Rightarrow V_{sd} = \frac{2,136 \times 8}{2} + \frac{88,704 \times 3}{2} = 141,6 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = 807,352 \text{ kN} > V_{sd} = 141,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 807,352 \text{ kN} > V_{sd} = 141,6 \text{ kN}$$

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

• **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 1,365 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = 0,023 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1,365 + 0,023 = 1,388 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 32 \text{ mm} \text{ Condition de la flèche est vérifiée}$$

• Vérification du déversement

Condition de la flèche est vérifiée La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

II.6.1.2 Phase finale

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 450... $g_p = 0,776 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t = 7,11 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t = 1 \text{ kN}$

a. Calcul des réactions des solives

➤ ELU

$$q_u = 22,61 \text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u \times l_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \left(\frac{22,61 \times 8}{2} \right) \times 2 = 180,88 \text{ kN}$$

➤ ELS

$$q_s = 16,527 \text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_s \times l_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_s = \left(\frac{16,527 \times 8}{2} \right) \times 2 = 132,216 \text{ kN}$$

b. Combinaison des charges

➤ ELU

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1,5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(7,11 \times 0,190) + 0,776] + 1,5 \times 1 \times 0,190$$

$$q_u = 3,156$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{terrasse}}) \times b_s$$

$$q_s = 0,776 + (7,11 + 1) \times 0,190$$

$$q_s = 2,316 \text{ kN/ml}$$

c. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots \dots \dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 8 / 8 = 2 \text{ m} \\ b = 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc $b_{\text{eff}} = 2 \text{ m}$

Position de l'axe neutre plastique •

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

Avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 9882 \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} = 2707,5 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 2581,67 \text{ kN}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

d. Vérifications

Vérification de la flexion Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe

I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$\text{➤ Il faut que : } M_{sd} < M_{plrd}$$

• Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{3,156 \times 8^2}{8} + \frac{180,88 \times 8}{2} = 748,768 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = 2581,67 \left[\frac{450}{2} + 95 + 55 - \frac{2581,67 \times 95}{2 \times 2707,5} \right] \times 10^{-3} = 851,196 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = 851,196 \text{ kN.m} > M_{sd} = 748,768 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = \frac{748,768}{851,196} = 0,87$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = 283,944 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 5085}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 807,352 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \text{ condition vérifiée}$$

$$r = \frac{283,944}{807,352} = 0,352$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 403,676 \text{ kN} > V_{sd} = 283,944 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

• Vérification de la rigidité

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$V = \frac{9882}{2000 \times 95} = 0,05 = \frac{A_a}{A_b}$$

$$I_c = \frac{9882 \times (95 + 2 \times 55 + 450)^2}{4(1 + 15 \times 0,05)} + \frac{2000 \times 95^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 9,52 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8000^4 \times 2,316}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,52 \times 10^8} = 0,617 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \times \frac{R_s \times l^3}{E \times I_y} = \frac{19}{384} \times \frac{132,216 \times 10^3 \times 8000^3}{2,1 \times 10^5 \times 9,52 \times 10^8} = 16,75 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 17,367 \text{ mm} < f_{adm} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{tot} = 17,367 + 1,388 = 18,755 \text{ mm} < f_{adm} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

• Vérification de déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par la dalle de béton. Le profilé IPE450 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement.

II.6.2 Poutre principale du plancher courant

II.6.2.1 Phase construction

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profilé IPE450).

II.6.2.2 Phase final

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 450... $g_p=0,776 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_c=5,59 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_c= 4 \text{ kN}$

a. Calcul des réactions des solives**➤ ELU**

$$q_u=27,50 \text{ kn/ml}$$

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

$$R_u = \left(\frac{27,50 \times 8}{2} \right) \times 2 = 220 \text{ kn}$$

➤ ELS

$$q_s=19,487 \text{ kn/ml}$$

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

$$R_s = \left(\frac{19,487 \times 8}{2} \right) \times 2 = 155,896 \text{ kn}$$

b. Combinaison des charges**➤ ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_c \times b_s) + g_p] + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(5,59 \times 0,190) + 0,776] + 1,5 \times 4 \times 0,190$$

$$q_u = 3,62$$

➤ ELS

$$q_s = g_p + (G_c + Q_c) \times b_s$$

$$q_s = 0,776 + (5,59 + 4) \times 0,190$$

$$q_s = 2,598 \text{ kN/ml}$$

c. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0/8 \dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots \dots \dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0/8 = 2 \times 8/8 = 2 \text{ m} \\ b = 8 \text{ m} \end{cases}$$

Donc $b_{\text{eff}} = 2 \text{ m}$

Position de l'axe neutre plastique

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

avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 9882 \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} = 2707,5 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 2581,67 \text{ kN}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton .

d. Vérifications

Vérification de la flexion Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$\text{➤ Il faut que : } M_{sd} < M_{plrd}$$

- **Le moment appliqué :**

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{3,62 \times 8^2}{8} + \frac{220 \times 8}{2} = 908,96 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = 2581,67 \left[\frac{450}{2} + 95 + 55 - \frac{2581,67 \times 95}{2 \times 2707,5} \right] \times 10^{-3} = 851,196 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = 851,196 \text{ kN.m} < M_{sd} = 908,96 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Remarque : Le moment n'est pas vérifié on augmente le profil On prend un **IPE 500**.

Tableau II. 6: Caractéristique du profilé IPE 500

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90,7	98,82	500	200	16	48200	2142	2194	335,9	20,43	4,31

II.6.2.3 Phase de construction

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,907 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,05 \text{ KN/ml}$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

a. Calcul des réactions des solives**➤ ELU :**

$$q_u = 11,088 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 8,107 \text{ KN/ml}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_s \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \frac{11,088 \times 8}{2} = 44,352$$

$$R_s = \frac{8,107 \times 8}{2} = 32,428$$

On 2 reaction de solive de même longueur de solive donc

$$R_u = 44,352 \times 2 = 88,704 \text{ KN}$$

$$R_s = 32,428 \times 2 = 64,856 \text{ kN}$$

b. Combinaisons des charges**➤ ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times (0,907 + (3 + 0,15) \times 0,2) + 1,5 \times 0,75 \times 0,2$$

$$q_u = 2,29 \text{ kN/ml}$$

➤ ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,907 + (3 + 0,15) \times 0,2 + 0,75 \times 0,2$$

$$q_s = 1,687 \text{ kN/ml}$$

c. Vérifications**• Moment fléchissant**

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,29 \times 8^2}{8} + \frac{88,704 \times 8}{2} = 373,136 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2194 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 603,35 \text{ kN.m}$$

$$r = 0,62$$

$$M_{plrd} = 603,35 \text{ kN.m} > M_{sd} = 373,136 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 59,87 \times 10^2}{1\sqrt{3}} = 950,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u \Rightarrow V_{sd} = \frac{2,29 \times 8}{2} + \frac{88,704 \times 3}{2} = 142,216 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = 950,56 \text{ kN} > V_{sd} = 142,216 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 475,28 \text{ kN} > V_{sd} = 142,216 \text{ kN.}$$

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

• La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0,88 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = 0,016 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0,88 + 0,016 = 0,904 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 32 \text{ mm} \text{ Condition de la flèche est vérifiée}$$

• Vérification du déversement

Condition de la flèche est vérifiée La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

II.6.2.4 Phase finale

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 500... gp=0,907 kN/m
- Charge permanente.....Gc=5,59kN/m2
- Surcharge d'exploitation Qc= 4 kN

a. Calcul des réactions des solives

➤ **ELU**

$$q_u = 27,50 \text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \left(\frac{27,50 \times 8}{2} \right) \times 2 = 220 \text{ kN}$$

➤ **ELS**

$$q_s = 19,487 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_s = \left(\frac{19,487 \times 8}{2} \right) \times 2 = 155,896 \text{ kN}$$

b. Combinaison des charges➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_c \times b_s) + g_p] + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(5,59 \times 0,2) + 0,907] + 1,5 \times 4 \times 0,2$$

$$q_u = 3,93$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_c + Q_c) \times b_s$$

$$q_s = 0,907 + (5,59 + 4) \times 0,2$$

$$q_s = 2,825 \text{ kN/ml}$$

c. Largeur de la dalle

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots \dots \dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 8 / 8 = 2 \text{ m} \\ b = 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc $b_{eff} = 2 \text{ m}$

Position de l'axe neutre plastique •

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

avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 115,5 \times 10^{-3} \times 10^2 = 3017,44 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} = 2707,5 \text{ kN} < R_{\text{Acier}} = 3017,44 \text{ kN}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

d. Vérifications

Vérification de la flexion Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$\text{➤ Il faut que : } M_{sd} \leq M_{plrd}$$

• **Le moment appliqué :**

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{3,93 \times 8^2}{8} + \frac{220 \times 8}{2} = 911,44 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = 2581,67 \frac{500}{2} + 2707,5 \frac{55 \times 95}{2} \times 10^{-3} = 1031,878 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = 1031,878 \text{ kN.M} > M_{sd} = 911,44 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = 0,88$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} + \frac{3 \times Ru}{2} = 345,72 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 59,87}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 950,6 \text{ kn}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$r = \frac{345,72}{950,6} = 0,36$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 475,3 \text{ kN} > V_{sd} = 345,72 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

• **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8500}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$V = \frac{11550}{2000 \times 95} = 0,06 = \frac{A_a}{A_b}$$

$$I_c = \frac{11550 \times (95 + 2 \times 55 + 450)^2}{4(1 + 15 \times 0,06)} + \frac{2000 \times 95^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 2,62 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8000^4 \times 2,825}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,62 \times 10^8} = 2,74 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \times \frac{R_s \times l^3}{E \times I_c} = \frac{19}{384} \times \frac{155,896 \times 10^3 \times 4000^3}{2,1 \times 10^5 \times 2,62 \times 10^8} = 8,97 \text{ mm avec } L = l/2 = 4 \text{ m.}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 11,71 \text{ mm} < f_{adm} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{tot} = 11,71 + 0,904 = 12,614 \text{ mm} < f_{adm} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par la dalle de béton.

Remarque ;

Le profilé IPE500 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un IPE 500 pour les poutres de plancher courant.

Et pour les poutres de plancher terrasse on prend IPE 450.

II.6.3 Calcul des connecteurs

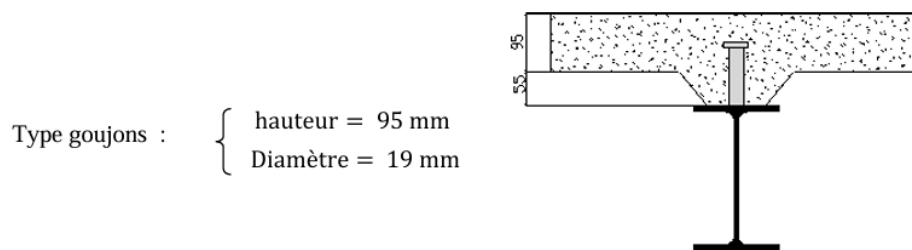


Figure II. 6: Largeur effective de la dalle

II.6.3.1 Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{ll} 0,29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$

Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4; \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas : $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

II.6.3.2 Influence du sens du bac d'acier

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

N_r : Nombre de goujon par nervure =1

$H_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = 95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$ Largeur moyenne de la nervure

Donc $k=0,82$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être Inférieur à 1 donc :

Prd (Resistance au cisaillement) $K_t=0,82$ Prd = 59,90KN

II.6.3.3 Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL

$RL = \inf(R \text{ béton}; R_{Acies})$; $RL = \inf(2707,5 ; 3017,44)$ $RL = 2707,5 \text{ kN}$

Nombre de connecteurs : par demi-portée

$N_{br} = RL / Prd = 2707,5/59,9=45,20$.

On prend 45 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 90 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$

$e_{\max} = 6 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$

$esp = \frac{L}{N_{br}-1}$ donc $esp = \frac{8000}{90-1} = 89,88 \text{ mm}$ on prend **..89mm**

Donc on prend 90 connecteurs, avec un espacement de 89mm.

II.7 Pré dimensionnement des poutres secondaire

Pour les poutres secondaires, travaille comme la solive de même longueur **8m** et même espacement **2m**

Donc on prend **IPE 240**.

Tableau II. 7: Poutre secondaire des planchers terrasse

Terrasse inaccessible phase de construction		
$M_{sd}=88,704\text{kN.m}$	$M_{pl,rd}=100,815\text{kN.m}$	Ratio:88%
$V_{sd}=44,352\text{kN}$	$V_{pl,rd}=303,88\text{kN}$	Ratio:15%
$f_{\max}=3,30\text{mm}$	$f_{adm}=16\text{ mm}$	Ratio:21%
Terrasse inaccessible phase final		
$M_{sd}=180,88\text{kN.m}$	$M_{pl,rd}=275,92\text{kN.m}$	Ratio:65%
$V_{sd}=90,44\text{kN}$	$V_{pl,rd}=303,88\text{kN}$	Ratio:30%
$f_{\max}=21,41\text{ mm}$	$f_{adm}=32\text{ mm}$	Ratio:67%

Tableau II. 8: Poutre secondaire des planchers courant

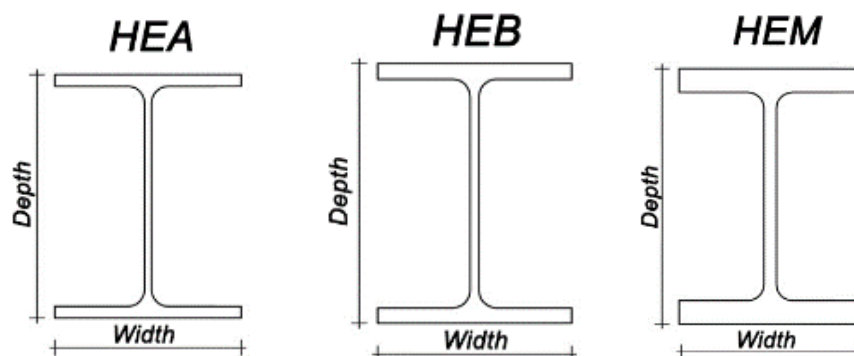
Plancher courant phase final		
$M_{sd} = 220\text{ kN.m}$	$M_{pl,rd} = 275,92\text{kN.m}$	Ratio : 80%
$V_{sd} = 110\text{kN}$	$V_{pl,rd} = 303,88\text{kN}$	Ratio : 36 %
$f_{\max} = 25,25\text{ mm}$	$f_{adm} = 32\text{ mm}$	Ratio :79%

II.8 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments de charpente utilisés en construction métallique comme supports d'ossatures. Ils travaillent donc essentiellement en compression et ils sont contrains au flambement pour des portées importantes.

Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB** ou **HEM**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement) suivant **l'Eurocode 3 Partie1-1**.

**Figure II. 7:** Poteaux HEA, HEB, HEM.

II.8.1 Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure, dans notre cas c'est le poteau central. Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un basé sur la descente de charge.

➤ Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

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

- G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.
- Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites. La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

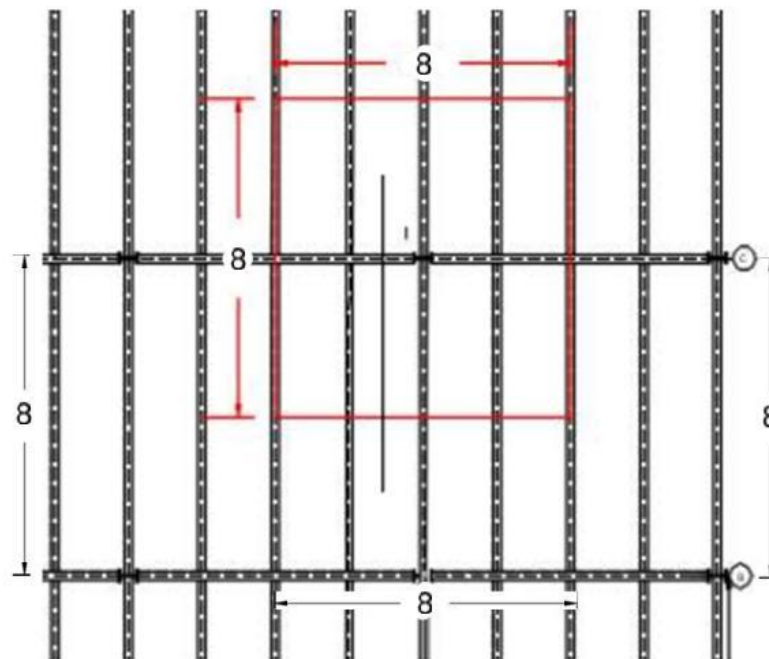


Figure II. 8: Poteau central.

II.8.2 Prédimensionnement de poteau central (le plus sollicité)

II.8.2.1 La descente des charges

$$S1 \text{ (Courant)} = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$$

$$S2 \text{ (Terrasse)} = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$$

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + n (G_{solive} \times L3)$$

Avec :

$G_{(pl)}$: charge de plancher terrasse ou courant **S1** : surface reprise par le poteau

G_{pp} : poids propre de la poutre principale **L1** : longueur de la poutre principale

G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire **L2** : longueur de la poutre secondaire

G_{solive} : poids propre des solives **L3** : longueur des solives

- $G_{p,t} = 7.11 \text{ kN/m}^2$ $Q_{ppc} \text{ (IPE500)} = 0.907 \text{ kN/m}$
- $G_{p,c} = 5.59 \text{ kN/m}^2$ $G_{ppt} \text{ (IPE450)} = 0.776 \text{ kN/m}$
- $Q_{p,t.incc} = 1 \text{ kN/m}^2$ $G_{ps} \text{ (IPE240)} = 0.307 \text{ kN/m}$
- $Q_{p,c} = 4 \text{ kN/m}^2$ $GSolive \text{ (IPE240)} = 0.307 \text{ kN/m}$

Remarque : La loi de dégression des charges exploitations selon le **DTR B.C 2.2** comme suit :

Tableau II. 9: La loi de dégression

Niveau	Surcharges
Terrasse	$\Sigma_0 = Q_0$
9 ^{eme}	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$
8 ^{eme}	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2)$
7 ^{eme}	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
6 ^{eme}	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
5 ^{eme}	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
4 ^{eme}	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
3 ^{eme}	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
2 ^{eme}	$\Sigma_8 = Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
1 ^{er}	$\Sigma_9 = Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
RDC	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Tableau II. 10: La descente des charges (les poteaux centraux)

Niveau	G [kN]	Q [kN]	G(cumuler) [kN]	Q(cumuler) [kN]	Nu [kN]
Terrasse	473.53	64	473.53	64	735.27
9 ^{eme}	377.23	256	850.76	320	1628.53
8 ^{eme}	377.23	256	1227.99	524.8	2444.99
7 ^{eme}	377.23	256	1605.22	678.4	3184.64
6 ^{eme}	377.23	256	1982.45	780.8	3847.51
5 ^{eme}	377.23	256	2359.68	832	4433.57
4 ^{eme}	377.23	256	2736.91	832	4942.83
3 ^{eme}	377.23	256	3114.14	960	5644.09
2 ^{eme}	377.23	256	3491.37	1088	6345.35
1 ^{er}	377.23	256	3868.6	1216	7046.61
RDC	377.23	256	4245.83	1344	7747.87

II.8.2.2 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

- **Poteau centrale :**

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\text{section de classe 1: } N_{crd} = N_{plrd}$$

- **Poteau du RDC :**

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = (1.35 \times 4245.83) + (1.5 \times 1344) = 7747.87 \text{ Kn}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{7747.87 \times 10^3}{275 \times 10^2} = 281.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit profilé de HEA800} \Rightarrow A = 285.8 \text{ cm}^2$$

Tableau II. 11: Les sections et les profilés des poteaux centraux

Niveau	Nsd [kN]	A calculé (cm ²)	Profilé	A choisit (cm ²)
9 ^{eme} étage	1628.53	59.21	HEA360	142.8
8 ^{eme} étage	2444.99	88.90	HEA360	142.8
7 ^{eme} étage	3184.64	115.80	HEA360	142.8
6 ^{eme} étage	3847.51	139.90	HEA360	142.8
5 ^{eme} étage	4433.57	161.22	HEA550	211.8
4 ^{eme} étage	4942.83	179.73	HEA550	211.8
3 ^{eme} étage	5644.09	205.24	HEA550	211.8
2 ^{eme} étage	6345.35	230.74	HEA800	285.8
1 ^{er} étage	7046.61	256.24	HEA800	285.8
RDC	7747.87	281.74	HEA800	285.8

II.8.2.3 Vérification des poteaux

♣ Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

• Méthode de calcul :

Avec $X = \min \{X_y; X_z\} \leq 1$

$$\left. \begin{array}{l} \beta_A = 1 \\ \beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \text{Classe 1, 2 ou 3} \\ \text{Classe 4} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \left[\frac{235}{275} \right]^{0.5} = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 86.8 \\ l_f = L \times K \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = l_{f,y}/i_y \\ \lambda_z = l_{f,z}/i_z \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} \\ \lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \Phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] \\ \Phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_y = \frac{1}{\Phi_y + [\Phi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \\ X_z = \frac{1}{\Phi_z + [\Phi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}} \end{cases}$$

• **Poteau de RDC**

HEA800 : $N = 7747.87 \text{ kN}$; $A_{\text{calculé}} = 281.74 \text{ cm}^2$; $A_{\text{choisis}} = 285.8 \text{ cm}^2$

$$l_{fz} = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m} \quad ; \quad l_{fy} = l_0 = 4.08$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{408}{32.58} = 12.67$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{286}{6.65} = 43.01$$

$$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow \text{Plan de flambement y-y}$$

• **Axe de flambement z-z**

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{790}{300} = 2.63 > 1.2 \quad \longrightarrow \quad \text{Courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0.34 ;$$

$$t_f = 28 < 100 \quad \longrightarrow \quad \text{Courbe de flambement c} \Rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\lambda_z = \frac{43.01}{86.81} = 0.49$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + 0.34(0.49 - 0.2) + 0.49^2)$$

$$\varphi_z = 0.67$$

$$X_z = \frac{1}{0.67 + (0.67^2 + 0.49^2)^{0.5}}$$

$$X_z = 0.89$$

$$\lambda_y = \frac{12.67}{86.81} = 0.15$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.49(0.15 - 0.2) + 0.15^2) = 0.50$$

$$X_z = \frac{1}{0.50 + (0.50^2 + 0.15^2)^{0.5}} = 1.02$$

$$X_{\min} = 0.89$$

$$N_{brd} = 0.89 \times \frac{1 \times 275 \times 28580 \times 10^{-3}}{1} = 7002.81$$

$$N_{sd} = 7747.87 \text{ kN} > 7002.81 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Alors on change le profilé par **HEB800** ; $A = 334.2 \text{ cm}^2$

$$N_{brd} = 8253.07 \text{ kN} \Rightarrow N_{sd} = 7747.87 \text{ kN} < N_{brd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour la vérification des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 12: Vérification au flambement de 9ème étage jusqu'à RDC

Niveau	6,7,8,9	3,4,5	RDC,1,2
Profilé	HEB600	HEB700	HEB800
α_z	0.34	0.34	0.34
λ_z	40.40	41.69	41.69
$\bar{\lambda}_z$	0.465	0.48	0.48
φ_z	0.650	0.66	0.66
X_z	0.90	0.898	0.898
N_{sd}	3847.51	5644.09	7747.87
N_{brd}	6682.5	7566.55	8253.07
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier

➤ Résumé :

Le choix final des profilées est cité dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 13: Choix final des profilés

Niveau	Poteau centrale
6,7,8,9	HEB600
3,4,5	HEB700
RDC ,1,2	HEB800

Chapitre III : Predimensionnement des elements secondaires

III.1 L'acrotère

III.1.1 Introduction

Un acrotère est une petite structure verticale positionnée sur le bord d'une toiture.

En général, il s'agit d'un muret en béton, en métal ou en bois, conçu pour prolonger légèrement la hauteur de la toiture. Cet élément peut être visible ou intégré dans le design global du bâtiment.

Les acrotères jouent un rôle clé dans la protection et l'aménagement des toits, en contribuant notamment à l'étanchéité, à la sécurité et à l'esthétique.

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{ kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur $b=100\text{ cm}$

Hauteur $H=60\text{ cm}$

Epaisseur $e=10\text{ cm}$

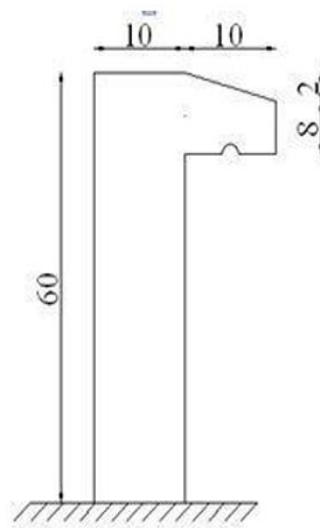


Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des Charges

a. Charges permanentes

➤ Surface de l'acrotère :

➤ On a Largeur $b=100\text{cm}$ Hauteur $H=60\text{cm}$ Epaisseur $e=10\text{cm}$ donc

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{0,1 \times 0,02}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère : on a

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kn/ml}$$

➤ Revêtement en ciment ;

On a; ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$)

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kn/ml}$$

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 = 2,117 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

L'action des forces horizontales : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_pW_p$

Zone de blida donc :

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$] groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère $= 2,117 \text{ kN}$.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,694 \text{ kN}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\begin{cases} F_p = 1,694 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{cases} \text{ donc on prend } Q_u = 1,694 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G = 2,117 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1,694 \text{ kN/ml}$

III.1.3 Calcul des Efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ E.L.U:

$$N_u = 1,35G = 2,858 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q_{hh} = 1,525 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5Qh = 2,541 \text{ kN}$$

➤ **E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2,117 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Qhh = 1,016 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = Qh = 1,694 \text{ kN}$$

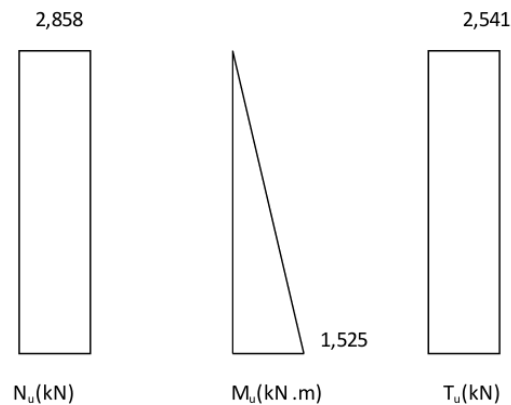
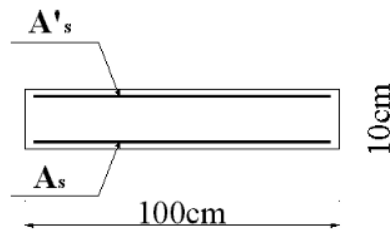


Figure III. 2: Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de L'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=0.9h=9\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$



- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53.36 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} e_0 > \frac{h}{2} - C' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée} \\ \frac{h}{2} - C' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c' \right] = 1,611 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{be}} = 0.014$$

$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 5.93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.014 < 0.186 \Rightarrow \varsigma_s = 10 \% \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(Mf)$$

$$A_{sf} = \frac{Mf}{Z_{\sigma_s}} = 51.84 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s1=A_{sf}} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 43.63 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient: } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification de la Section d'Acier

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa}; f_e=400\text{MPa}; b=100\text{cm}; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2; 1,087 \text{ cm}^2 \right\} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc :

on opte finalement pour $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.1.6 Armatures de Répartitions

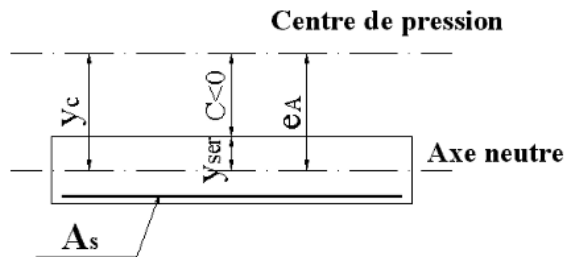
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,352 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 4T8=2,01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18\text{cm}$$

III.1.7 Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$



On a :

$e_0 > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée...

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm}$$

(C < 0)

D'après 'le BAEL 91 modifié 99', on doit résoudre l'équation suivant :

$$y^3 + p y_c \quad q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = 3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5538.11 \\ q = 2c^3 - 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = 153012.90 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,75 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{+3}{p}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = -85.83$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 49.8 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 35.74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 49.8 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 6.8 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 6.8 \text{ cm} \\ y_c = 49.8 \text{ cm} \end{cases}$

• Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 10583.44 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.117 \times 10^3 \times 48.91 \times 10}{10583.44 \times 10^4}\right) \times 6.8 \times 10 = 0.68 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}$$

✓ Condition vérifiée

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Acier Tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0.5 f_e, \sqrt{n} f_{tj}) \right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 3.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8 Vérification de l'Effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{t_u}{bd} \leq \tau_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,028\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

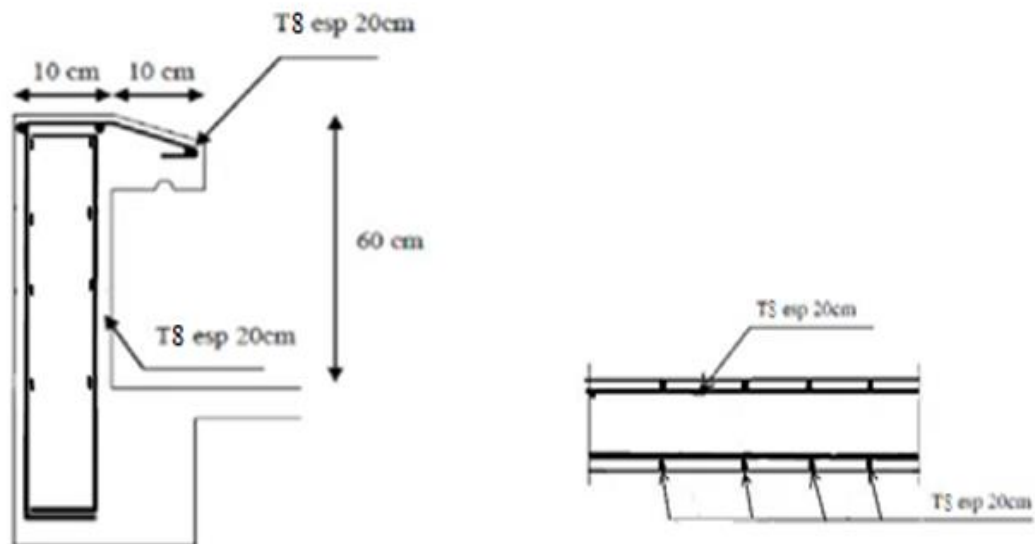


Figure III. 3 : schema de Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des escaliers

III.2.1 Introduction

L'**escalier** est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (**marches et paliers**) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

Dans notre projet, on a deux types d'escalier en charpente métallique :

Type1 : un 'escalier qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastree aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

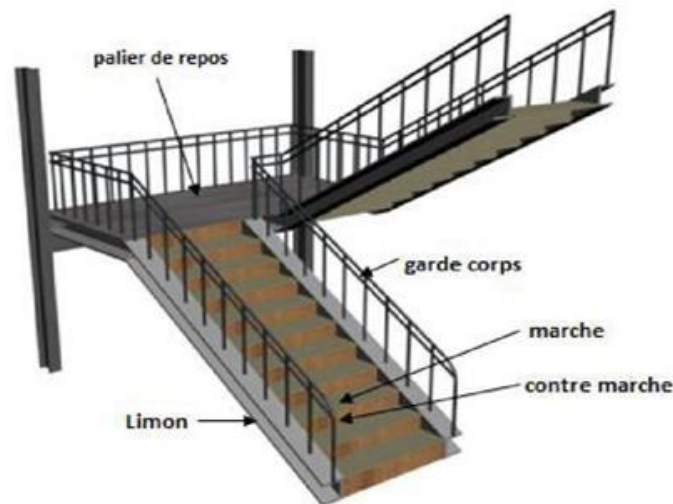


Figure III. 4: Type 1 d'escalier.

Type2 : un Escalier à Trois Volées avec Deux Paliers Intermédiaires

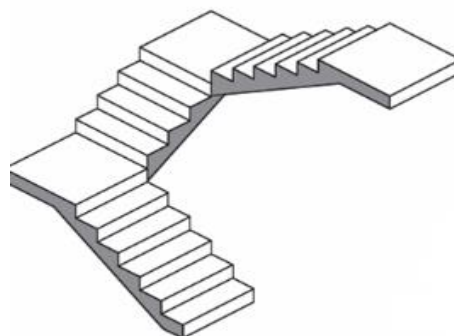


Figure III. 5: Type 2 d'escalier.

- **Palier** : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.

- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs
- Marches : elles peuvent être encastrés entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

III.2.2 Pré dimensionnement de l'escalier

Caractéristiques géométriques

Type1

D'après la loi de **BLONDEL**

Hauteur de l'étage : $h = 4,08\text{m}$

Hauteur du contre marche donné par : $16\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$, on prend une hauteur de marche $H=17\text{ cm}$.

Largeur de la marche (giron) donné par : $26\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$, on prend $g=30\text{cm}$

Vérification

$$60\text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{ cm} \leq (30 + 2 \times 17) = 64 \leq 64\text{ cm}$$

Hauteur de l'étage : $h = 4,08\text{m}$ donc : hauteur à franchir avec une volée $H=4,08/2 = 2,04\text{m}$.

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}$$

$$n = \frac{2,04}{0,17} = 12 \text{ contre marche}$$

$$n-1 = 12-1=11 \text{ marche.}$$

$$\text{L'inclinaison de paillasse } \tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,04}{3,3} = 0,618 ; \alpha = 32^\circ$$

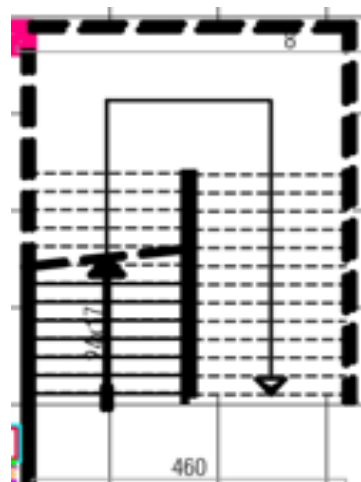


Figure III. 6: Vue en plan de l'escalier.

III.3 Dimensionnement des supports de marches

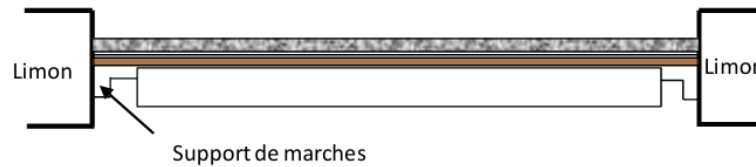


Figure III. 7: Disposition des cornières.

- Longueur de la marche : 2,25m
- Largeur de la marche : 0,3m

Evaluation des charges et surcharges

Matériaux	Charges permanentes (KN/m²)
➤ Revêtements carrelage	0,720
➤ Mortier de pose	0.360
➤ Revêtements carrelage	0,400
charges totales : $G = (0,72+0,36+0,40) \times 0,3$	0,444

➤ Charges d'exploitation $Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ kN/m}$.

- **Pré dimensionnement des supports de marches : (condition de rigidité)**

On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}, \text{ et : } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 0,444 + 0,75 = 1,194 \text{ kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^3 \times 300}{384 E} = \frac{5 \times 1,194 \times 2,25^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 25,30 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière L 60 × 60 × 8 $I_y = 29,15 \text{ cm}^4$

- **Vérification à l'ELU**

$$Q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,444 + 0,0709) + 1,5 \times 0,75 = 1,82 \text{ kN/m}$$

Classe de la section la cornière est de classe 1.

- **Vérification de l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{plrd}$**

$$V_{ysd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{1,82 \times 2,25}{2} = 2,05 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{9,03 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 130,336 \text{ kN}$$

$V_{ysd} < V_{plRd}$ vérifié

$$V_{ysd} = 2,05 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 0,5 \times 130,336 = 65,168 \text{ kN}$$

Donc Pas d'interaction.

- **Vérification du moment fléchissant $M_{y.sd} \leq M_{el.yr}$**

$$M_{sd} = \frac{q_{el} \times l^2}{8} = \frac{1,82 \times 2,25^2}{8} = 1,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ely} \times f_y}{1} = \frac{6,89 \times 275}{1} = 1,895 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{elyRd}$ condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS $f_{max} \leq f_{adm}$**

$$Q_s = G + Q = 0,444 + 0,0709 + 0,75 = 1,26 \text{ kN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y}$$

$$F_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1,26 \times 2,25^4}{2,1 \times 10^5 \times 29,15 \times 10^4} = 6,86 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{2250}{300} = 7,5 \text{ mm}$$

$F_{max} < f_{adm}$ condition vérifiée

La cornière L60 × 60 × 8 est adopté comme support des marches.

III.3.1 Dimensionnement des limons

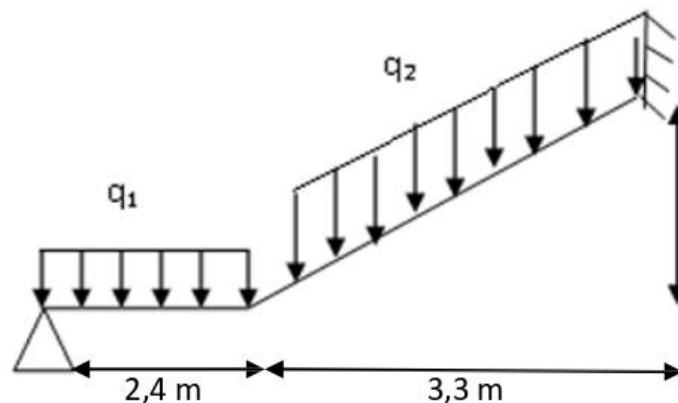


Figure III. 8: Charge applique sur limon.

Evaluation de charges

- Volée

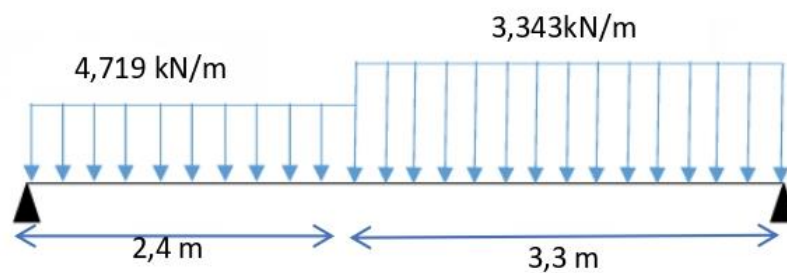
Tableau III. 1: Charges permanentes du Volée

Matériaux	Charges permanentes (kN/m)
• Cornière L60.60.8 (7,09x 2,4/0,3)	0,567
• Tôle d'épaisseur (e=8mm)	0.720
• Mortier de pose	0,360
• Revêtements carrelages	0,400
• Garde-corps (cloison)	1,000
Charge sur un limon : $G_v = (0.72+0.36+0.40) \times 2,4/2 + 0.567 + 1$	3,343

- Palier

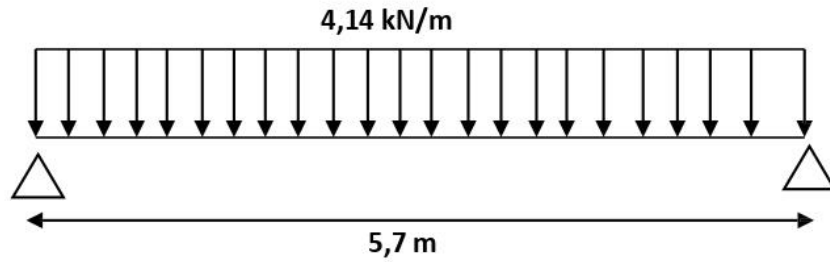
Tableau III. 2: Charges permanentes du Palier

Matériaux	Charges permanentes (kN/m)
• Dalle en béton (e=8cm)	2,00
• TN40	0,10
• Mortier de pose	0,36
• Revêtements carrelage	0,40
Charge totale : $G_p = (200+10+36+40) \times 3,3/2$	4,719



On peut exprimer G_p et G_v par une charge équivalente calculée par la formule suivante

$$G_{eq} = \frac{3.343 \times 2.4 + 4.719 \times 3.3}{5.69} = 4.14 \text{ mm}$$



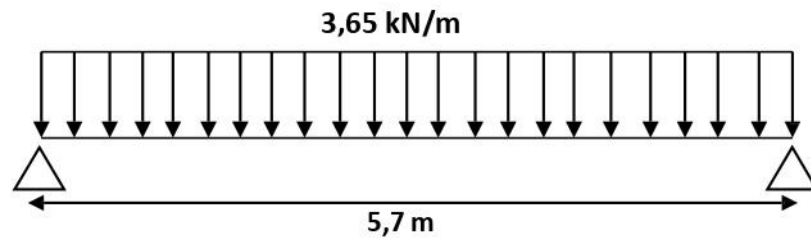
1. Charges d'exploitations

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q1 = 2,5 \times \frac{3,3}{2} = 4,125 \text{ kN/m} \quad ; \quad Q2 = 2,5 \times \frac{2,4}{2} = 3 \text{ kN/m.}$$

$$Q_{eq} = 3,65 \text{ kN/m.}$$

Remarque : On considère le limon comme une poutre simplement appuyée posée chargée par un chargement uniforme.



$$f = f_G + f_Q = \frac{5 \times G_{eq} \times l^4}{384 \times EI} + \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times (G + Q) \times l^4}{384 E} = \frac{5 \times (4,14 + 3,65) \times 5,7^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 2668,507 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN 220 avec $I_y = 2690 \text{ cm}^4$

2. Vérification à l'ELU

a- Classe de la section

- Âme fléchée

$$\frac{d}{tw} = \frac{195}{9} = 21,66 < 72\xi = 66,52 \text{ l'âme est de classe 1}$$

- Semelle comprimée

$$\frac{c}{tf} = \frac{71}{12,5} = 5,68 < 10\xi = 9,24 \text{ la semelle est de classe 1}$$

Donc : UPN180 est de classe 1.

- $Q_u = 1,35 \times \square + 1,5 \square = 11,064 \text{ kn/m}$

3. Vérification à l'Els

- $Q_s = G + Q = 7,79 \text{ kn/m}$

4. Vérification à l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,064 \times 5,7}{2} = 31,53 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{a_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{20,62 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 297,62 \text{ kn}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$ vérifiée

$$V_{sd} = 31,53 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 0,5 \times 297,62 = 148,81 \text{ kN}$$

Alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

5. Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 44,93 \text{ kn.m} \quad ; \quad m_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 73 \text{ kn.m}$$

$M_{ysd} < M_{PlyRd}$ L'élément est vérifié.

III.3.2 Dimensionnement de la poutre palière

1. Evaluation des charges [1]

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante

Détermine les réaction

$$\text{ELU R : } Q_u \frac{l}{2} = 31,53 \text{ kn.}$$

$$\text{ELS R : } Q_s \frac{l}{2} = 22,20 \text{ kn.}$$

2. Pré dimensionnement de la poutre palière (Condition de rigidité $f_{max} \leq f_{adm}$)

$$I_y \geq \frac{5 \times (G + Q) \times l^4}{384 E} = \frac{5 \times (22,20) \times 5,7^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 7647,47 \text{ cm}^4$$

Donc on prend IPE : IPE 300 avec $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

3. Vérification à l'ELU

a- Classe de la section

• Âme fléchie

- $\frac{d}{t_w} = \frac{257,2}{7,1} = 36,22 < 72 \xi = 66,52$ l'âme est de classe 1

- **Semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{71,45}{12,5} = 6,67 < 10\xi=9,24 \text{ la semelle est de classe 1}$$

Donc σ : IPE330 est de classe 1.

- $Q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 11,064 \text{ kN/m}$

4. Vérification à l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,064 \times 5,7}{2} = 31,53 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{a_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{25,68 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 370,66 \text{ kN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$ vérifiée

$$V_{sd} = 31,53 \text{ kN} < 0,5 V_{plrd} = 0,5 \times 370,66 = 185,33 \text{ kN}$$

Alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

5. Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 44,93 \text{ kN.m} \quad ; \quad m_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 157,1 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ L'élément est vérifié.

Remarque : n est pas nécessaire de vérifier le TYPE 2 d'escalier car le Type 1 est le plus défavorable

Donc on prend le **même choix de TYPE 1**.

III.4 Conclusion

Ce chapitre a permis de vérifier les éléments secondaires, les profils suivants sont satisfaisants pour notre structure :

- La cornière L60×60×8 est adoptée comme support des marches.
- Pour les volées et les paliers nous avons des UPN220.
- Pour les poutres palières nous avons des IPE 300.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches.

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 atteignant la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

But de l'étude dynamique :

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Modélisation de la structure :

a. Modélisation des éléments

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type barre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés .

b. Modélisation de la masse

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \psi Q)$ imposée par le **RPA2024**

Avec : $(\psi = 0,3)$ pour un bâtiment à usage bureau.

La limite élastique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les solives, les palées stabilité et les poutres est prise égale à celle de l'acier à savoir S275.

IV.2 Méthode de calcul

La méthode de calcul doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent DTR, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique.

Le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accéléro grammes.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, d'après le **RPA / version 2024**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **VI** avec zones de sismicité **Elevée**.

IV.3.1 La méthode statique équivalente

A. Principe

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Donc La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- Dans notre cas en à $H=40,8\text{m} > 32\text{m}$ donc vérifié.
- Les conditions de régularité en plan et, en élévation Prescrites au § 3.7,dans rpa 2024 n'est pas vérifie
- Donc nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant logiciels de calcul des structures ETABS 18 Analysis.

B. Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2 Méthodes dynamiques

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accéléro grammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale

- Principe Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.3.1 Spectre de réponse élastique horizontal

Le spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur (g) $S_ae g(T)$, pour les composantes horizontales de l'action sismique, est défini par RPA 2024.

Tableau IV. 1: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 C (Zones IV, V et VI)

Spectre type 1 S (Zones IV, V et VI)	$T_1(s)$	$T_2(s)$	$T_3(s)$
Site: S_1	1.00	0.10	0.40
Site: S_2	1.20	0.10	0.50
Site: S_3	1.30	0.15	0.60
Site: S_4	1.35	0.15	0.70

Pour notre cas **site 3** on prend $T_1=0,15 / T_2=0,60 / T_3=2.0$.

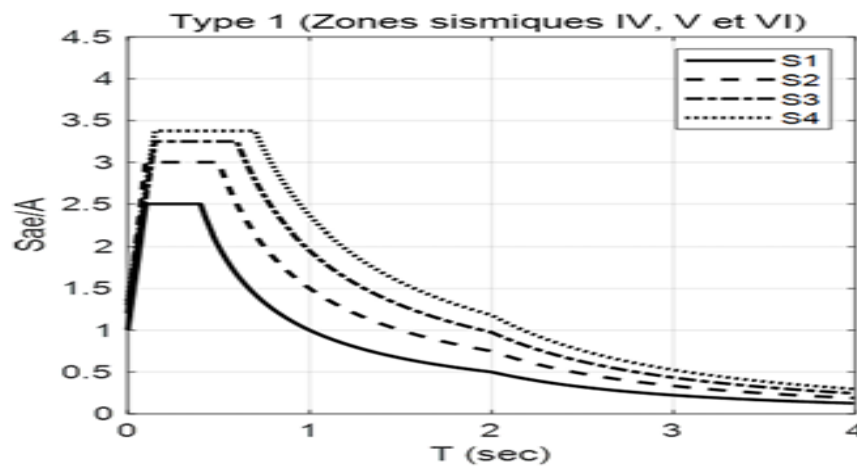


Figure IV. 1: Spectres de réponse élastique de type 1 et de type 2

Pour les sols de classes S1 à S4 (5 % d'amortissement) pour un ouvrage d'importance moyenne ($I=1$)

Tableau IV. 2: Valeurs de ξ (%)

	Portiques (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10
(*) : Sans présence des voiles ou de noyaux en béton armé			
(**) : Valeurs valables même si les voiles sont associés a des portiques			

Pour notre cas : portiques en acier avec remplissage dense on prend $\xi = 5$

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Où :

- $S_{ad}/g(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur,
- R: coefficient de comportement de la structure **RPA 2024** (cf.§3.6,Tableau(3.17)& Annexe I).
- Q_F : facteur de qualité **RPA 2024** (cf.§3.8).

Tableau IV. 3: Valeurs du coefficient de comportement, R

B) Structures en acier		
10	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé	6.5 ^(a)
11	Ossature en portiques avec remplissages maçonnerie rigide	3 ^(a)
12a	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X	4 ^(b)
12b	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en V	2.5 ^(b)
13a	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4.5 ^(b)
13b	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V	3.5 ^(b)
14	Système en pendule inversé	2 ^(b)

Donc nous avons dans le categorie **13b** on prend **R=3,5**.

IV.3.3.2 Facteur de qualité

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée

Les critères de qualité "q" à vérifier sont

Tableau IV. 4: Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	Critère, q	Observé	P_q N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.5
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Condition minimale sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Les critères	Observé N/observé	Suivant x	Observé N/observé	Suivant y
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

➤ $Q_x = 1 + 0,05 \Rightarrow 1,05$

➤ $Q_y = 1 + 0,05 \Rightarrow 1,05$

IV.4 Calcul de la force sismique totale

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

Selon les équations suivantes : $V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0
- Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).
- λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

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

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \quad n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

$w_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$. Pour tout niveau i de la structure.

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

$\psi = 0,3$.

Modélisation

Est se fait par logiciel de calcul ETABS.

- Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.

IV.4.1 Estimation de la période fondamentale de la structure

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

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

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

H_N : la hauteur totale de la structure est de **:40,8 m.**

C_T : pour notre cas **$C_T = 0,05$.**

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \cdot (40,8)^{3/4} = 1,04 \text{ s.}$$

T_{calcul} : la période de calcul (extrait du logiciel de calcul **ETABS**). De modal final.

T_{calcul} Selon x-x = 2,12s

$T_{\text{calcul}} > 1,3 T_{\text{empirique}}$ donc **$T_0 = 1,3 T_{\text{empirique}}$**

Donc :

➤ Sens X-X : **$T_0 = 2,12$ s**

➤ Sens y-y : **$T_0 = 1,198$ s**

- $T_2 \leq T < T_3 \dots\dots\dots 0,6 \leq 1,352 < 2$ selon x x
- $T_1 \leq T < T_2 \dots\dots\dots 0,6 \leq 1,198 < 2$ selon y y
- Donc : la formule pour le sens x

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A. I. S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

DONC :

- Selon x $\frac{S_{ad}}{g}(T) = 1,30 \times 1 \times 0,30 \times \left[2,5 \frac{1,05}{3,5} \right] \times \left[\frac{0,6}{1,352} \right] = 0,130$

➤ La formule pour le sens y

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A. I. S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

- Selon y $\frac{S_{ad}}{g}(T) = 1,30 \times 1 \times 0,30 \times \left[2,5 \frac{1,05}{3,5} \right] \times \left[\frac{0,6}{1,198} \right] = 0,146$

❖ **Calcul λ**

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

Notre bâtiment est plus de 2 niveaux (R+9) est $T_0 > 2 \cdot T_2$ donc $\lambda = 1$.

❖ **Calcul W**

Où :

$$W = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

$\Psi = 0,3$ Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés **RPA 2024**

Dapres les resultat de modale final W= 87926,3561kn

IV.4.2 Calcul de la force sismique totale

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

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

- $V_x = 1 \times 0,130 \times 87926,3561 = 11430,43 \text{ kn}$
- $V_y = 1 \times 0,146 \times 87926,3561 = 12837,25 \text{ kn}$

IV.4.3 Résultante des forces sismiques de calcul

IV.4.3.1 La résultante des forces sismiques à la base V_t

➤ $V_x = 6403,4739 + 0,3 \times 863,5901 = 6662,55 \text{ Kn}$

❖ $V_x = 6662,55 \text{ Kn} < 0,8 \times 11430,43 = 9144,344 \text{ KN}$ **non vérifie.**

Donc le facteur = $9144,344/6662,55 = 1,37$.

➤ $V_y = 10502,4917 + 0,3 \times 863,59 = 10761,57 \text{ Kn}$

❖ $V_y = 10761,57 \text{ Kn} > 0,8 \times 12837,25 = 10269,8 \text{ KN}$ **vérifié.**

IV.4.3.2 Modèle initiale

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans la prédimensionnement et on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

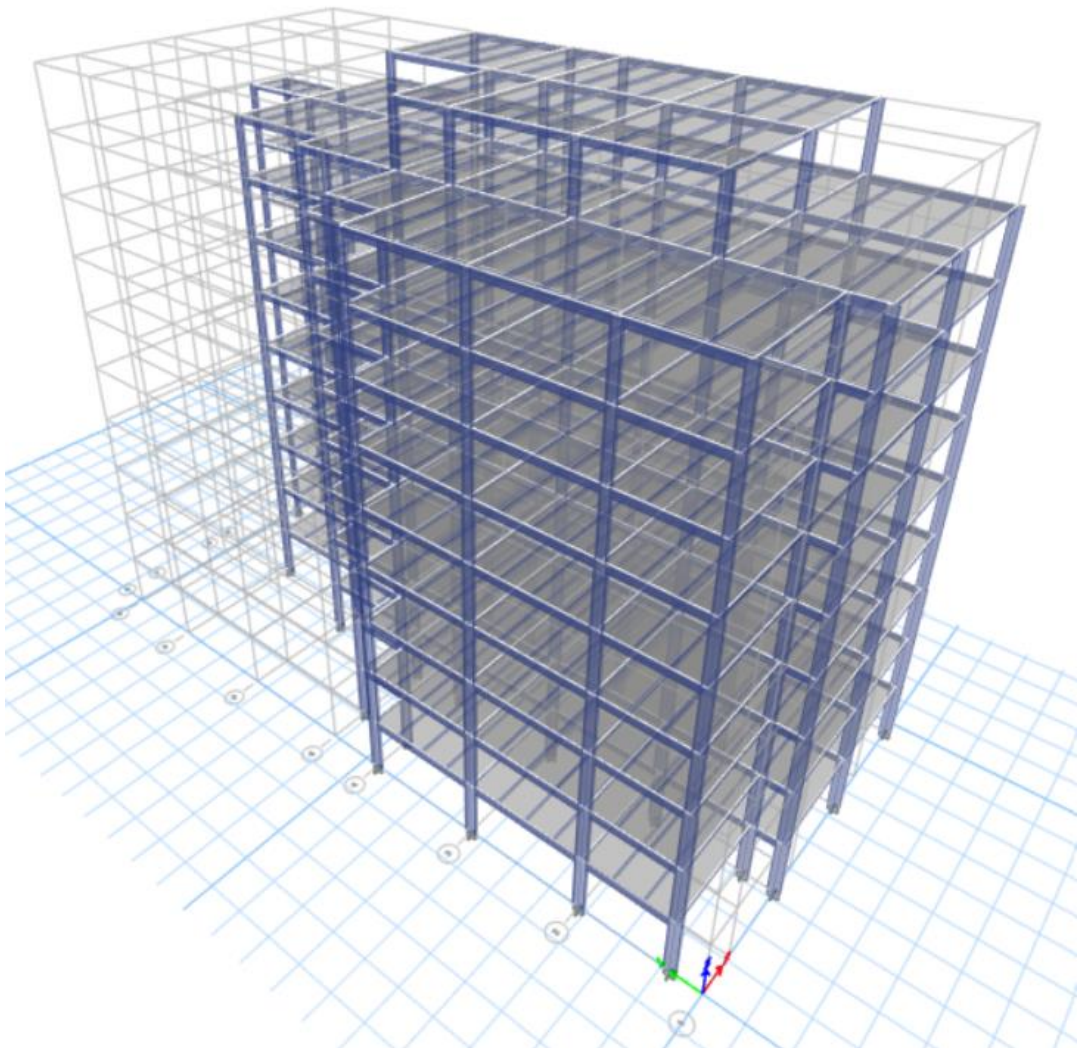


Figure IV. 2: Structure initiale.

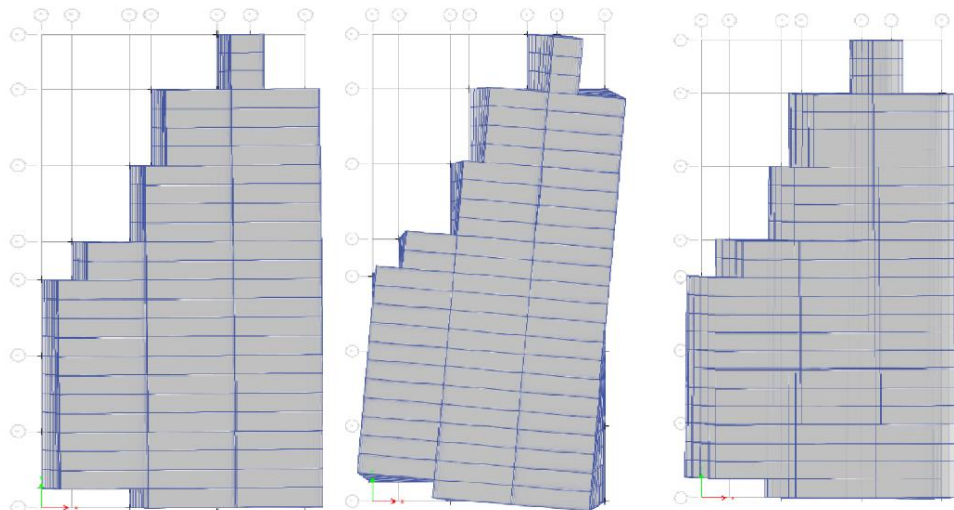


Figure IV. 3: La déformée pour les modes du modèle initial.

Caractéristique dynamique propres du modèle initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- ✓ Une période fondamentale $T = 7.985$ sec
- ✓ Le 1^{er} mode est une Translation suivant l'axe X-X.
- ✓ Le 2^{ème} mode est une Translation suivant l'axe X-X.
- ✓ Le 3^{ème} mode est une force de torsion .

Tableau IV. 5: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique modale initiale

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	7,985	78,07	7,421E-06	78,07	7,421E-06
2	3,476	79,06	0,87	0,99	0,87
3	2,553	88,95	1,06	9,88	0,18
4	2,335	88,95	76,05	4,781E-05	4,99
5	1,431	92,93	76,05	3,98	0
6	1,098	93,04	76,22	0,11	0,17
7	0,964	95,15	76,22	2,11	1,971E-05
8	0,737	95,15	87,14	1,566E-05	0,91
9	0,708	96,71	87,14	1,56	0,01
10	0,596	96,71	87,35	8,057E-06	0,21
11	0,529	97,94	87,35	1,23	2,318E-06
12	0,406	98,67	87,48	0,73	0,13

Interprétation :

- Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure auto-stable (sans contreventement) le critère $T_{dyn} > 1.3T_{emp}$ est non vérifié.
- Vérification des déplacement inter étage

Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Etage	$U_x \times R/Q [mm]$	δ_k	$\bar{\Delta}_{adm} [mm]$	$\Delta x [mm]$	Vérification	%
Terrasse	1048,401×3,5/1,05	3494,67	81,6	137,0567	Non vérifiè	167,961601
9ème	1007,284×3,5/1,05	3357,613	81,6	182,3967	Non vérifiè	223,525327
8ème	952,565×3,5/1,05	3175,217	81,6	259,45	Non vérifiè	317,953431
7ème	874,73×3,5/1,05	2915,767	81,6	339,44	Non vérifiè	415,980392
6ème	772,898×3,5/1,05	2576,327	81,6	404,65	Non vérifiè	495,894608
5ème	651,503×3,5/1,05	2171,677	81,6	461,2067	Non vérifiè	565,204248
4ème	513,141×3,5/1,05	1710,47	81,6	502,0767	Non vérifiè	615,290033
3ème	362,518×3,5/1,05	1208,393	81,6	509,8467	Non vérifiè	624,812092
2ème	209,564×3,5/1,05	698,5467	81,6	458,9267	Non vérifiè	562,410131
1 ^{er}	71,886×3,5/1,05	239,62	81,6	239,62	Non vérifiè	293,651961

- **Calcule la force sismique totale v a la base :**

➤ $V_x = 3372,3972 + 0,3 \times 67,9457 = 9850,916 \text{ Kn}$

❖ $V_x = 3392,78 \text{ Kn} < 0,8 \times 7048,18 = 5638,544 \text{ KN}$ **non vérifie.**

➤ $V_x = 3500,4099 + 0,3 \times 67,9457 = 3520,79 \text{ Kn}$

❖ $V_x = 3520,79 \text{ Kn} < 0,8 \times 7048,18 = 5638,544 \text{ Kn}$ **non vérifie.**

Conclusion :

Le premier modèle ne respecte pas les limites de déplacement entre les étages ni l'effort tranchant à la base. Pour corriger ces problèmes, un deuxième modèle avec des contreventements sera proposé afin de rendre la structure plus stable et conforme aux règles.

IV.4.3.3 Modèle intermédiaire

Dans ce deuxième modèle, une disposition des contreventements a été proposée afin d'améliorer la rigidité du bâtiment et de mieux répondre aux exigences sismiques.

- **Caractéristique dynamique propres du modèle intermédiaire.**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=2,966s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.

Tableau IV. 7: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique Modèle intermédiaire

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	2,966	59,11	0,42	59,11	0,42
2	2,001	63,44	68,8	0,04,33	68,38
3	1,769	81,92	76,89	0,18,48	8,09
4	0,976	89,74	76,96	0,07,82	0,07
5	0,65	91,13	84,76	0,01,39	7,81
6	0,592	93,04	88,18	0,01,92	3,42
7	0,556	95,16	88,23	0,02,11	0,05
8	0,405	95,7	88,74	0,00,54	0,51
9	0,39	97,09	88,77	0,01,39	0,03
10	0,34	97,2	92,49	0,00,11	3,72
11	0,308	97,61	92,5	0,00,41	0,02
12	0,298	98,35	92,58	0,00,74	0,08



Figure IV. 4: La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.

Conclusion :

Les mêmes vérifications ont été effectuées sur ce modèle, mais les résultats montrent que le déplacement inter-étage et l'effort tranchant à la base ne sont toujours pas conformes. Cela indique que la disposition des contreventements n'est probablement pas adaptée dans le sens choisi. Il sera donc nécessaire de revoir leur orientation ou leur emplacement pour améliorer le comportement structurel.

IV.4.3.4 Modèle final

Dans ce modèle, nous avons changé la disposition des contreventements ainsi que les sections des poteaux et des poutres, de la structure comme il est représenté dans la figure V.5

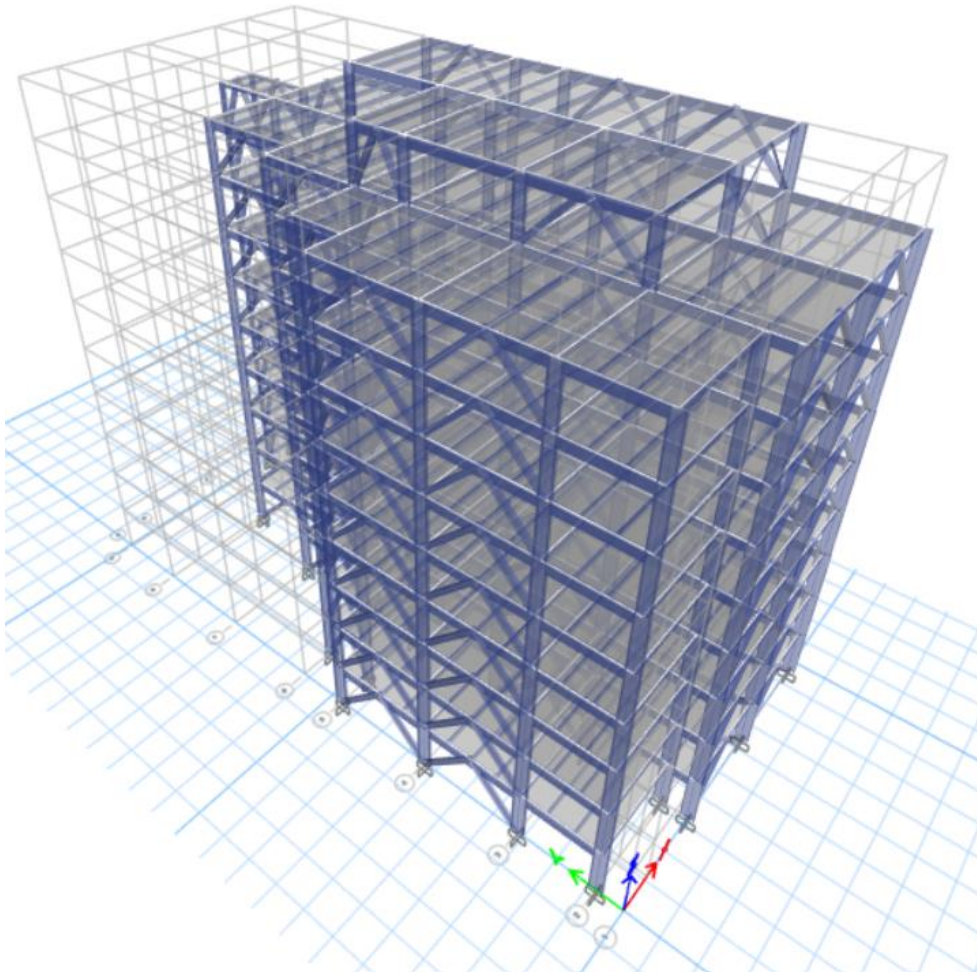


Figure IV. 5: Structure avec palées triangulées en V.

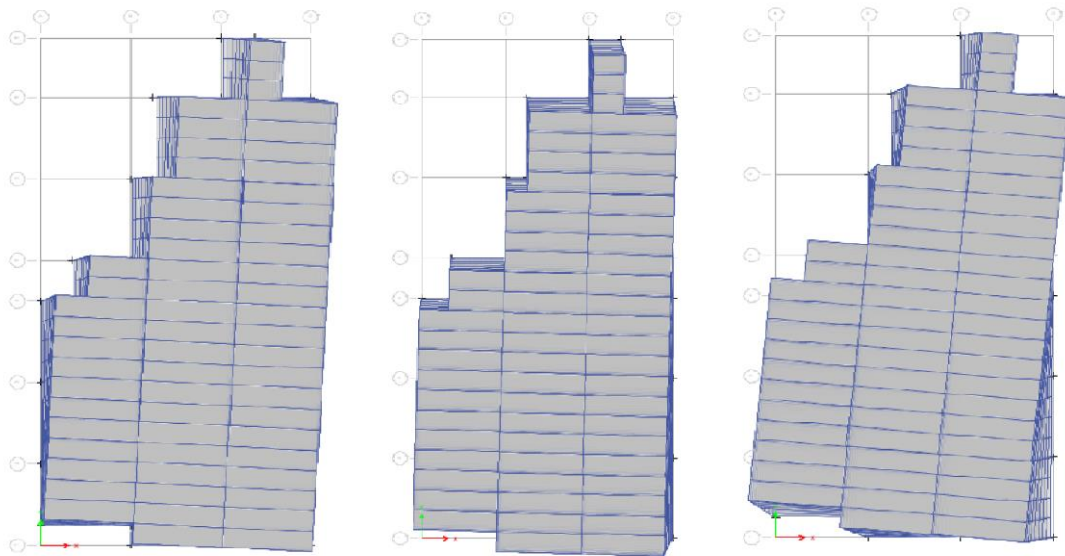


Figure IV. 6: La déformée pour les modes du modèle finale.

- **Système de contreventement :**

Palées triangulées en V :

- **Caractéristique dynamique propres du modèle final**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=2,12s$
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{ème}** mode.

Remarque : Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Tableau IV. 8: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique modale finale

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	2,12	0,6504	0,0016	65,04	0,16
2	1,198	0,6553	0,7675	0,49	76,58
3	0,934	0,7272	0,7769	7,19	0,94
4	0,683	0,8774	0,7776	5,03	0,07
5	0,39	0,887	0,8723	0,96	9,47
6	0,386	0,9009	0,8938	1,39	2,15
7	0,295	0,9483	0,8953	4,74	0,15
8	0,268	0,9489	0,8959	0,06	0,06
9	0,232	0,9666	0,8966	1,77	0,07
10	0,219	0,9666	0,9339	1,38E-05	3,73
11	0,194	0,9708	0,9343	0,42	0,05
12	0,163	0,9798	0,9363	0,9	0,19

IV.5 Vérification de la structure

IV.5.1 Vérification des déplacements inter étages

- $\bar{\Delta}_{adm} = 0,02$ hauteur d'étages .
- La hauteur de chaque étage est de **4,08m** donc, $\bar{\Delta}_{adm} = 81,6 \text{ mm}$.

Tableau IV. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Etage	U _x	R/Q[mm]	δ_k	$\bar{\Delta}_{adm}$ [mm]	Δx [mm]	Vérification
Terrasse	148,026	3,5/1,05	493,42	81,6	25,29333	Cv
9 ^{ème}	140,438	3,5/1,05	468,1267	81,6	38,04333	Cv
8 ^{ème}	129,025	3,5/1,05	430,0833	81,6	45,17667	Cv
7 ^{ème}	115,472	3,5/1,05	384,9067	81,6	50,03667	Cv
6 ^{ème}	100,461	3,5/1,05	334,87	81,6	52,42333	Cv
5 ^{ème}	84,734	3,5/1,05	282,4467	81,6	55,69	Cv
4 ^{ème}	68,027	3,5/1,05	226,7567	81,6	58,41667	Cv
3 ^{ème}	50,502	3,5/1,05	168,34	81,6	61,1	Cv
2 ^{ème}	32,172	3,5/1,05	107,24	81,6	61,46	Cv
1 ^{ér}	13,734	3,5/1,05	45,78	81,6	45,78	Cv

Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Etage	U _y	R/Q[mm]	δ_k	$\bar{\Delta}_{adm}$ [mm]	Δy [mm]	Vérification
Terrasse	72,978	3,5/1,05	243,26	81,6	18,32	Cv
9 ^{ème}	67,482	3,5/1,05	224,94	81,6	15,40667	Cv
8 ^{ème}	62,86	3,5/1,05	209,5333	81,6	20,21	Cv
7 ^{ème}	56,797	3,5/1,05	189,3233	81,6	24,75	Cv
6 ^{ème}	49,372	3,5/1,05	164,5733	81,6	26,85667	Cv
5 ^{ème}	41,315	3,5/1,05	137,7167	81,6	29,52667	Cv
4 ^{ème}	32,457	3,5/1,05	108,19	81,6	31,23	Cv
3 ^{ème}	23,088	3,5/1,05	76,96	81,6	31,21	Cv
2 ^{ème}	13,725	3,5/1,05	45,75	81,6	28,88	Cv
1 ^{ér}	5,061	3,5/1,05	16,87	81,6	16,87	Cv

IV.5.2 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

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

Les effets 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 :

$$(\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}) \leq 0.10$$

- Δ_k défini comme : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

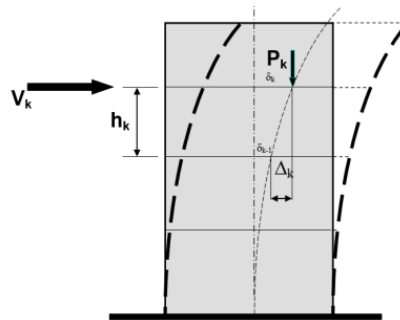
Pour notre cas $P_k = G + 0,3Q$

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \Psi \cdot Q_i)$$

- 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 d'étage 'k'.

Selon la valeur de θ_k , convient de considerer que

- si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les p- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.



- **Laxe x-x.**

Tableau IV. 11: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant les axes X-X

Etage	H _k [mm]	P _k [kN]	V _x [kN]	Θ_x	Observatio $\Theta_x < 10$
Terrasse	4080	4101,437	1082,3756	0,02349113	Vérifier
9 ^{ème}	4080	13674,6	2579,9756	0,04942167	Vérifier
8 ^{ème}	4080	22926,48	3644,7945	0,06964956	Vérifier
7 ^{ème}	4080	32169,39	4281,9802	0,09213537	Vérifier
6 ^{ème}	4080	41450,87	4788,6393	0,09422079	Vérifier
5 ^{ème}	4080	50732,35	5389,0648	0,0984957	Vérifier
4 ^{ème}	4080	60013,84	6170,5164	0,0985363	Vérifier
3 ^{ème}	4080	69318,01	7117,0613	0,09985671	Vérifier
2 ^{ème}	4080	78622,18	8091,9171	0,094636124	Vérifier
1 ^{ér}	4080	87926,36	8772,7592	0,091246011	Vérifier

Tableau IV. 12: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant les axes Y-Y

Etage	H _k [mm]	P _k [kN]	V _y [kN]	Θ_y	Observatio $\Theta_y < 10$
Terrasse	4080	4101,437	1133,7781	0,01624326	Vérifier
9 ^{ème}	4080	13674,6	3199,8474	0,01613742	Vérifier
8 ^{ème}	4080	22926,48	4807,7421	0,02362122	Vérifier
7 ^{ème}	4080	32169,39	6090,9594	0,0320385	Vérifier
6 ^{ème}	4080	41450,87	7155,3242	0,03813259	Vérifier
5 ^{ème}	4080	50732,35	8078,9763	0,04544467	Vérifier
4 ^{ème}	4080	60013,84	8910,8732	0,05155169	Vérifier
3 ^{ème}	4080	69318,01	9666,5231	0,05485414	Vérifier
2 ^{ème}	4080	78622,18	10246,8946	0,05431126	Vérifier
1 ^{ér}	4080	87926,36	10502,4917	0,03461638	Vérifier

IV.6 Conclusion

Au vu des résultats obtenus pour ce modèle final, le modèle vérifie les critères imposés par le règlement parasismique algérien RPA2024 [3]. Notamment :

- **Vérification de la période fondamentale.**
- **Vérification de leffort tranchant ala base .**
- **Vérification du comportement modal dans les 3 premiers modes.**
- **Vérification de la participation massique.**
- **Vérification de déplacement inter étage.**
- **Vérification de l'effet de $P-\Delta$.**

Pour ces vérifications on résume les profilés finaux dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13: Profilés finaux adoptés

Elément		Profilés
Poteaux	RDC + 1 ^{er}	HEB1000
	2 ^{ème}	HEB1000
	3 ^{ème}	HEB900
	4 ^{ème}	HEB900
	5 ^{ème}	HEB900
	6 ^{ème}	HEB800
	7 ^{ème}	HEB800
	8 ^{ème} +terrasse	HEB800
Poutres	Principales	HEB650(courant) IPE450 (terasse)
	Secondaires	IPE330
Solives	→	IPE330
Contreventements	X	UPN 200
	Y	UPN 200

Remarque : Les profilés finaux adoptés est dapres la vérification des elements.

Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature

V.1 Introduction

Le calcul d'une structure impose de garantir la stabilité statique pour toutes les combinaisons d'actions réglementaires possibles. Cette stabilité doit être assurée :

- à l'échelle globale de la structure,
- mais aussi pour chaque élément pris individuellement.

Les différentes actions appliquées sur la structure engendrent des sollicitations, qui à leur tour provoquent des contraintes dans le matériau et des déformations des éléments.

Pour garantir un niveau de sécurité suffisant ou requis, il est donc nécessaire de vérifier que les contraintes et les déformations restent inférieures aux limites admissibles.

Cela implique notamment l'analyse de deux principaux phénomènes d'instabilité :

► Le flambement

Le flambement concerne généralement des éléments élancés soumis à un effort axial de compression. Sous l'effet de cette compression, ces éléments peuvent se déformer latéralement, de manière perpendiculaire à leur axe, en raison d'une instabilité de nature élastique

► Le déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité latérale. Il se manifeste par une torsion ou un déplacement latéral des parties comprimées d'une section fléchie, par rapport à son axe de forte inertie.

► Le voilement

Il affecte les âmes des pièces soumises à la flexion

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir

► Classification des ossatures de la structure :

Une structure métallique est classée sur base des critères selon CCM97 :

► Classification en ossature contreventées ou non contreventées

Une ossature est classée comme contreventée lorsque le système de contreventement réduit déplacements horizontaux d'au moins 80%.

D'après l'EC3 partie 5.2.5.3, on doit vérifier que : $\psi_{cv} \leq 0.2 \psi_{non-c}$

$$\psi_{cv} \leq 0.2 \psi_{non-c}$$

La condition étant vérifiée, alors les ossatures sont classées comme contreventées.

► Classification en ossature rigide ou souple

Une ossature est classée comme ossature rigide, selon l'EC3 partie 5.2.5.2, si : $\alpha_{cr} = \frac{\delta \cdot V}{h \cdot H} \leq 0.1$

$$\alpha_{cr} = \frac{\delta \cdot V}{h \cdot H} \leq 0.1$$

V.2 Vérification de la stabilité

V.2.1 Vérification de la poutre principale

Poutres de HEB 650

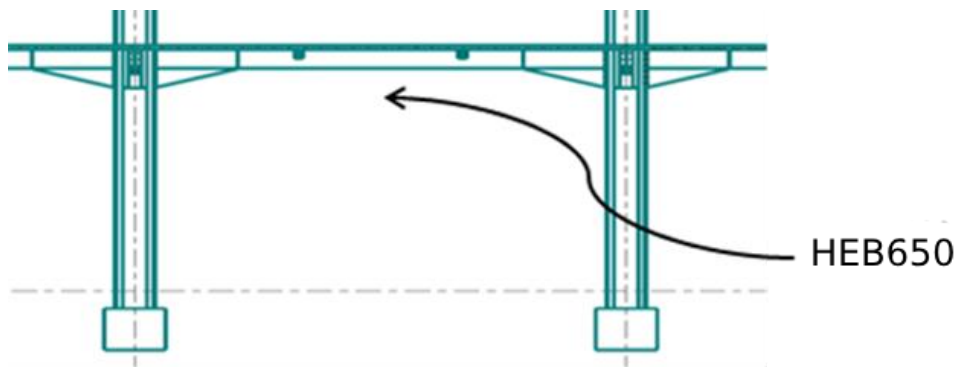


Figure V. 1: schémas de la poutre principale de corante.

Tableau V. 1: Caractéristique géométrique et mécanique de HEB 650

Designation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	WpLy Cm ³	Wplz Cm ³	iy cm	iz cm
HEB 650	225	286,3	650	300	31	210600	13980	7320	1441	27,12	6,99

$$\text{On à : } \begin{cases} V_{sd}^{\max} = 601,62 \text{ kN} \\ M_{sd}^{\max} = 850,66 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 2000 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times A_{ax} \times F_y = 0.95 \times 286,3 \times 275 \times 10^{-3} = 7479,58 \text{ KN}$$

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

$$R_{ame} = 0,9 \times f_y \times d \times t_w = 0,9 \times 275 \times 515,6 \times 11,1 = 2328,48 \text{ KN.m}$$

$$R_{béton} > R_{ame}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{plrd} = \left(7479,58 \times \frac{650}{2} + 2707,5 \left(55 + \frac{95}{2} \right) \right) \times 10^{-3} = 2708,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 850,66 \text{ kN.m} < M_{prd} = 2708,38 \text{ kN.m} \dots \text{CV}$$

– Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd}^{max} \leq V_{plrd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$

$$V_{plrd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{12200 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1760,92 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 601,62 \text{ kN} < V_{plrd} = 1760,92 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

$$V_{sd} = 601,62 \text{ kN} < 0,5 V_{plrd} = 880,46 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

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

❖ **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

Poutres de 8 IPE 450

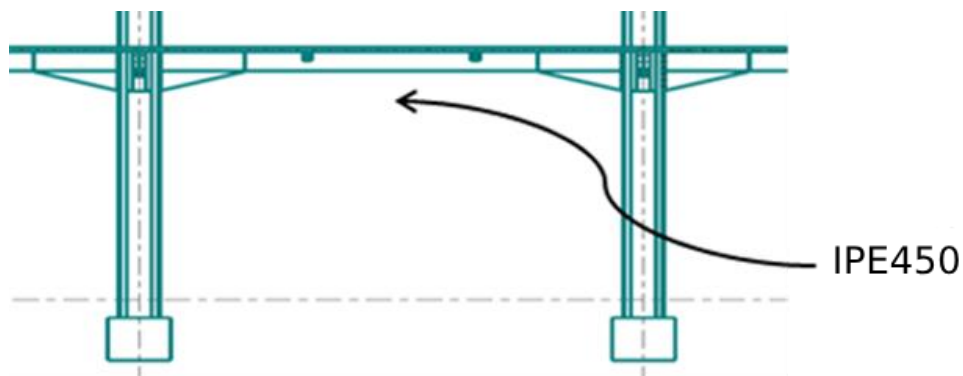


Figure V. 2: Schémas de la poutre principale, de terrasse.

Tableau V. 2: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE450

Designation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	WpLy Cm ³	WpLz Cm ³	iy cm	iz cm
IPE 450	77,6	306,4	450	190	14,6	33740	1676	1702	276,4	18,48	4,12

$$\text{On à : } \begin{cases} \mathbf{Vsd}^{\max} = 156,34 \text{ kN} \\ \mathbf{Msd}^{\max} = 149,77 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$\mathbf{R}_{\text{béton}} = 0.57 \times \text{beff} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 2000 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R}_{\text{acier}} = 0.95 \times A_{ax} \times F_y = 0.95 \times 9882 \times 275 \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R}_{\text{béton}} > \mathbf{R}_{\text{acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de beton

$$\mathbf{Mplrd} = 2581,67 \left[\frac{450}{2} + 95 + 55 - \frac{2581,67 \times 95}{2 \times 2707,5} \right] \times 10^{-3} = 851,196 \text{ kn.m}$$

$$\mathbf{Msd}^{\max} = 149,77 \text{ kN.m} < \mathbf{Mprd} = 851,196 \text{ kN.m} \dots \text{CV}$$

– Effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } \mathbf{Vsd}^{\max} \leq \mathbf{Vplrd} = \mathbf{Av} \times \frac{\mathbf{Fy}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$\mathbf{Vplrd} = \mathbf{Av} \times \frac{\mathbf{Fy}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{50,85 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 733,96 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Vsd}^{\max} = 159,639 \text{ kN} < \mathbf{Vplrd} = 733,96 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

$$\mathbf{Vsd} = 156,34 \text{ KN} < 0.5 \mathbf{Vplrd} = 366,98 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

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

❖ Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

Solive de IPE 330**Tableau V. 3:** Caractéristique géométrique et mécanique de IPE 330

Designation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques							
	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw	Iy Cm ⁴	Avz Cm ²	Iz Cm ⁴	WpLy Cm ³	Wplz Cm ³	iy cm	iz cm
IPE 330	49,1	62,61	330	160	11,5	7,5	11770	30,81	788,1	804,3	153,7	13,71	3,55

$$\text{On à : } \begin{cases} \mathbf{Vsd^{\max}} = 255,0886 \text{ kN} \\ \mathbf{Msd^{\max}} = 212,86 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$\mathbf{R_{béton}} = 0.57 \times \mathbf{beff} \times \mathbf{hc} \times \mathbf{fck} = 0.57 \times 2000 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 2707,5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_{acier}} = 0.95 \times \mathbf{Aax} \times \mathbf{Fy} = 0.95 \times 371,3 \times 275 \times 10^{-3} = 804,91 \text{ KN}$$

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

L'axe neutre se trouve dans la dalle de beton

$$\mathbf{Mplrd} = 804,91 \left[\frac{330}{2} + 95 + 55 - \frac{804,91 \times 95}{2 \times 2707,5} \right] \times 10^{-3} = 253,54 \text{ kn.m}$$

$$\mathbf{Msd^{\max}} = 212,86 \text{ kN.m} < \mathbf{Mprd} = 253,54 \text{ kN.m} \dots \text{CV}$$

– Effort tranchant.

$$\text{On doit vérifier que : } \mathbf{Vsd^{\max}} \leq \mathbf{Vplrd} = \mathbf{Av} \times \frac{\mathbf{Fy}}{\sqrt{3} \cdot \mathbf{\gamma_{m0}}}$$

$$\mathbf{Vplrd} = \mathbf{Av} \times \frac{\mathbf{Fy}}{\sqrt{3} \cdot \mathbf{\gamma_{m0}}} = \frac{3081 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 512,27 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Vsd^{\max}} = 225,43 \text{ kN} < \mathbf{Vplrd} = 512,27 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

$$\mathbf{Vsd} = 255,0886 \text{ KN} < 0.5 \mathbf{Vplrd} = 256,135 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

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

Remarque : les vérifications sont vérifiées est sont même vérification nécessaire à vérifiée selon RPA 2024.

❖ Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

V.2.2 Vérification des poteaux

V.2.2.1 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{SD} et deux moments fléchissant M_{ye} et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

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

- Une compression maximale et un moment $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant
- Un moment maximal $M_{sd,y}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondante
- Un moment maximal $M_{sd,z}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondante

❖ Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

- Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

- Pour les sections de classe 3 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ely}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{elz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

Avec:

$$N_{pl} = A * F_y$$

$$M_{ply} = W_{ply} * F_y \quad ; \quad M_{plz} = W_{plz} * F_y$$

$$M_{ely} = W_{ely} * F_y ; \quad M_{elz} = W_{elz} * F_y$$

$$x_{min} = \text{Min}(x_y; x_z)$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0,90$$

V.2.2.2 Exemple de calcul (Niveau RDC/1/2)

Section HEB1000

• Cas 1

$$N_{sd}^{max} = 5902,2773 \text{ kN (compression)}$$

$$M_{sdy}^{corr} = 6,4785 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz}^{corr} = 343,3094 \text{ kN.m}$$

❖ Sens-Y-Y :

$$K_{b11}^{HEB650} = \frac{210600 * 10^4}{8000} = 263,25 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{HEB650} = \frac{210600 * 10^4}{8000} = 263,25 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1}^{HEB1000} = \frac{644700 * 10^4}{4080} = 1580147,06 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = 0$$

$$K_c^{HEB1000} = \frac{644700 * 10^4}{4080} = 1580147,06 \text{ mm}^3$$

$$K_{b21}^{HEB650} = \frac{210600 * 10^4}{8000} = 263,25 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b22}^{HEB650} = \frac{210600 * 10^4}{8000} = 263,25 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0,86$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} = 0$$

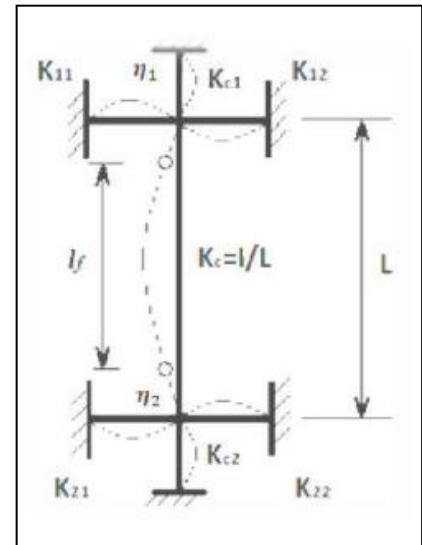


Figure V. 3: La rigidité des poteaux.

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fy} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fy} = 4,08 (0.5 + 0.14(0.86 + 0) - 0.055(0.86 + 0)^2) \quad \square \quad L_{fy} = 2,36 \text{ m}$$

❖ Sens Z-Z :

$$K_{b11}^{\text{HEB650}} = \frac{13980 \cdot 10^4}{8000} = 17475 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{\text{HEB650}} = \frac{13980 \cdot 10^4}{8000} = 17475 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1}^{\text{HEB1000}} = \frac{16280 \cdot 10^4}{4080} = 39901,96 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = 0 \text{ mm}^3$$

$$K_c^{\text{HEB1000}} = \frac{16280 \cdot 10^4}{4080} = 39901,96 \text{ mm}^3$$

$$K_{b21}^{\text{HEB650}} = \frac{13980 \cdot 10^4}{8000} = 17475 \text{ mm}^3$$

$$K_{b22}^{\text{HEB650}} = \frac{13980 \cdot 10^4}{8000} = 17475 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0.70$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} = 0$$

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe.

$$L_{fz} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fz} = 4,08 (0.5 + 0.14(0.70 + 0) - 0.055(0.70 + 0)^2) \quad L_{fz} = 2,33 \text{ m}$$

❖ Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2360}{401,5} = 5,87 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{5,87}{86,81} = 0,06 < 0.2 \quad \text{Alors il n'y a pas risque de flambement.}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2330}{63,8} = 36,52 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{36,52}{86,81} = 0,420 > 0.2 \quad \text{Alors il y a un risque de flambement.}$$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0.5(1 + 0.34(0.4 - 0.2) + 0.4^2) = 0.62$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.62 + \sqrt{0.62^2 - 0.4^2}} = 0.91$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(1; 0.910) = 0.910$$

$$\beta_{my} = 1.8 - 0.7\psi \quad \beta_{my} = 1.7 \quad \text{Avec } \psi = 0,11$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\psi \quad \beta_{mz} = 1,61 \quad \text{Avec } \psi = 0,27$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0,06(2 * 1.7 - 4) + \left(\frac{14860 - 12890}{12890} \right) = 0,12 \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0,4(2 * 1,61 - 4) + \left(\frac{1716 - 1085}{1085} \right) = 0,27 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} = 1 - \frac{5902,2773 * 0,12}{1 * 40000 * 275} = 0,999 \leq 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} = 1 - \frac{5902,2773 * 0,27}{1 * 40000 * 275} = 0.999 \leq 1.5$$

Donc sections de classe 1/2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

- $M_{ply} = W_{ply} * f_y = 4086,5 \text{ kn.m}$
- $M_{plz} = W_{plz} * f_y = 471,9 \text{ kn.m}$
- $N_{pl} = A * F_y = 11000000 \text{ mm}$

$$\left[\frac{5902,2773}{0,910 * \frac{11 * 10^6}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,99 * 6,4785}{\frac{4086,5}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,99 * 343,3094}{\frac{471,9}{1,1}} \right] = 0,79 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Cas 2

$$N_{sd}^{corr} = 4828,9379 \text{ kN.}$$

$$M_{sdy}^{max} = 34,8791 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sdz}^{corr} = 145,8884 \text{ kN.m.}$$

$$\beta_{my} = 1.8 - 0.7\psi \quad \beta_{my} = 1.51 \quad \text{Avec } \psi = 0,41$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\psi \quad \beta_{mz} = 1,56 \quad \text{Avec } \psi = 0,34$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0,06(2 * 1.51 - 4) + \left(\frac{14860 - 12890}{12890} \right) = 0,09 \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0,4(2 * 1,56 - 4) + \left(\frac{1716 - 1085}{1085} \right) = 0,23 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} = 1 - \frac{4829,9379 * 0,09}{1 * 40000 * 275} = 0,999 \leq 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} = 1 - \frac{4829,9379 * 0,23}{1 * 40000 * 275} = 0.999 \leq 1.5$$

Donc sections de classe 1/2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{4828,9379}{0,910 * \frac{11 * 10^6}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,99 * 34,8791}{\frac{4086,5}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,99 * 145,884}{\frac{471,9}{1,1}} \right] = 0,35 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Cas 3.

$$N_{sd}^{corr} = 1143,7915 \text{ kN.}$$

$$M_{sdy}^{corr} = 3,6267 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sdz}^{max} = 142,6312 \text{ kN.m.}$$

$$\beta_{my} = 1.8 - 0.7\psi \quad \beta_{my} = 1.77 \quad \text{Avec } \psi = 0,04$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\psi \quad \beta_{mz} = 1,33 \quad \text{Avec } \psi = 0,66$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0,06(2 * 1,77 - 4) + \left(\frac{14860 - 12890}{12890} \right) = 0,12 \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0,4(2 * 1,33 - 4) + \left(\frac{1716 - 1085}{1085} \right) = 0,045 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} = 1 - \frac{1143,7915 * 0,12}{1 * 40000 * 275} = 0,999 \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} = 1 - \frac{1143,7915 * 0,045}{1 * 40000 * 275} = 0,999 \leq 1,5$$

Donc sections de classe 1/2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{1143,7915}{0,910 * \frac{11 \times 10^6}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,99 * 3,6267}{\frac{4086,5}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,99 * 142,6312}{\frac{471,9}{1,1}} \right] = 0,33 \leq 1 \text{ Condition vérifiée}$$

V.2.2.3 Vérification des autres poteaux de la structure

✓ Cas : $N^{\max}$, $M_{sd,y}^{\text{cor}}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V. 4: Vérification au flambement par flexion pour $N^{\max}$

Profilé	Combinaison	$N_{sd}^{\max}$	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale (r)	<1
HEB 900	G+0,3Q+0,3EX+0,3EY	4063,501	10,486	240,47	0,58	CV
HEB 800	G+0,3Q+0,3EX+0,3EY	2317,302	10,816	210,99	0,548	CV

✓ Cas: N^{cor} , $M_{sd,y}^{\max}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V. 5: Vérification au flambement par flexion pour $M_y^{\max}$

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{cor}	$M_{sdy}^{\max}$	M_{sdz}^{cor}	Valeur finale(r)	<1
HEB 900	G+0,3Q+0,3EX+0,3EY	2320,84	29,625	13,64	0,21	CV
HEB800	G+0,3Q+0,3EX+0,3EY	773,890	2,27	86,223	0,22	CV

✓ Cas : N^{cor} , $M_{sd,y}^{cor}$, $M_{sd,z}^{max}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites:

Tableau V. 6: Vérification au flambement par flexion pour M_z^{max}

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{cor}	M_{sdy}^{cor}	M_{sdz}^{max}	Valeur finale(r)	<1
HEB 900	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY+Ez	862,64	12,14	164,17	0,40	CV
HEB 800	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY+Ez	528,30	6,175	179,88	0,47	CV

V.3 Vérification des contreventements

V.3.1 Généralités

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux
- Limiter les déformations
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

-Plusieurs types de système de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, on site :

Triangulation (contreventement en treillis : en croix de st André, en K, en V, en

N...) $\rightarrow$ forces transmises par des efforts normaux dans les barres. Il faut tenir compte des risques de flambement des barres travaillant à la compression ou par remplissage.

- Rigidification des nœuds $\rightarrow$ forces transmises surtout par flexion des traverses et des poteaux.

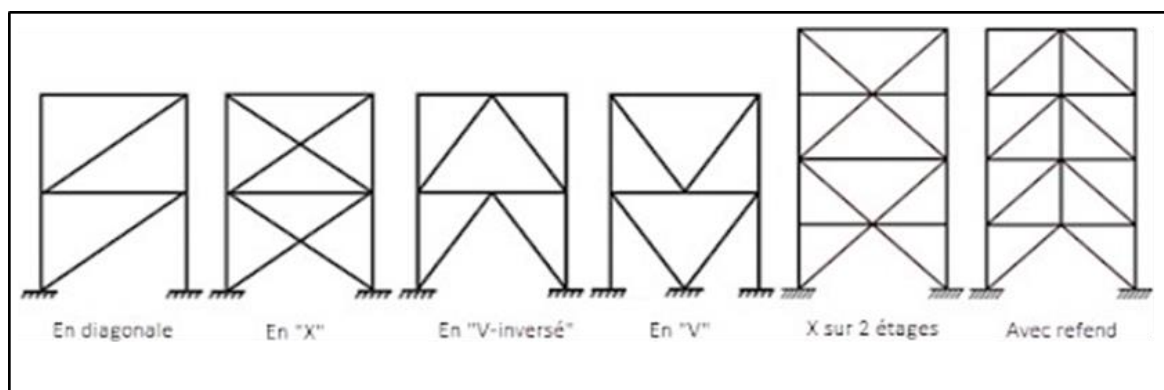


Figure V.3: Types de systèmes de contreventement.

V.3.2 Dimensionnement des contreventements

Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, les trois conditions suivantes doivent être respectées :

- Il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,
- Les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,
- Les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

L'existence d'un système de contreventement dans une structure ne garantit pas que la structure de l'ossature est forcément contreventée mais elle doit être classifiée comme contreventée.

Lorsque la classification de l'ossature comme contreventée est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

L'ossature sans système de contreventement peut être traitée comme totalement appuyée latéralement et comme devant supporter l'action des charges verticales uniquement.

Pour notre cas :

Sens x : **TUBE 360×360×25**

Sens-Y : **TUBE 360×360×25**

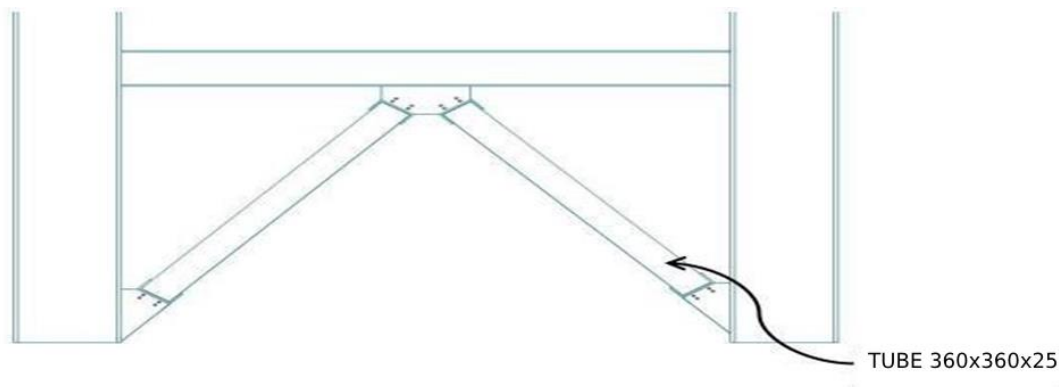


Figure V. 4: Contreventement en V.

V.3.3 Vérifications à la compression

D'après le logiciel ETABS

La combinaison de charge la plus défavorable est $G+0,3Q+EX+0,3EY$

- on a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (TUBE 360×360×25)

$$N_{sd} = 2909,0094 \text{ kN}$$

Donc on vérifie :

$$N_{sd}^{max} \leq N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Remarque : Pour les sections en [la courbe de flambement est " C "

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{\beta \times A \times f_y}}{N_{cr}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta}$$

Avec :

$$\lambda_1 = \frac{\pi \sqrt{\beta \times A \times f_y}}{N_{cr}} = 93.9. \varepsilon = 86.8 \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.30$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = \varphi_y = 0.50$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \chi_y = 0.9 \leq 1$$

$$N_{brd} = 0.9 \times 1 \times 33500 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1} = 7537 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2909,0094 \text{ kN} < N_{brd} = 75370 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4 Vérification à la traction

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau 1er étage

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

- N : Effort normal maximum (traction).

- N_{trd} : Effort normal plastique.

$$\text{Avec : } N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 2874,2725 \text{ kN}$$

$$N_{trd} = \frac{33500 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 9212 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2874,2725 \text{ kN} < N_{trd} = 9212 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4 Conclusion

Le but de ce chapitre était de vérifier la stabilité des sections obtenues après étape de modélisation, et ces derniers ont largement satisfait les critères de la réglementation appropriée (**EUROCODE03**).

Chapitre VI : Etude et conception des assemblages

VI.1 Introduction

Un assemblage désigne un dispositif permettant de réunir et de solidariser plusieurs pièces, en assurant la transmission et la répartition des différentes sollicitations entre elles, sans engendrer de contraintes parasites, notamment de torsion.

On distingue deux principaux modes de fonctionnement :

- **Fonctionnement par obstacle :**

Ce mode concerne notamment les boulons ordinaires non précontraints, où les tiges reprennent les efforts en travaillant principalement en cisaillement.

- **Le boulonnage**

Le **boulonnage** est la méthode d'assemblage la plus couramment utilisée en construction métallique, en raison de sa simplicité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'elle offre directement sur site.

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour l'utilisation de **boulons à haute résistance (HR)**.

Ces boulons se composent :

- D'une vis filetée,
- D'une tête hexagonale,
- Et d'un écrou, tous réalisés en acier à très haute résistance.

Tableau VI. 1: Caractéristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Le soudage**

En charpente métallique soudée, les assemblages présentent une plus grande rigidité, entraînant ainsi un encastrement partiel des éléments constructifs.

Le soudage peut être réalisé à l'aide de deux principales méthodes de chauffage :

- **Le soudage à la flamme oxyacétylénique,**
- **Le soudage à l'arc électrique.**

Ces techniques permettent de porter localement les pièces métalliques à assembler à leur température de fusion, afin de les unir de manière durable.

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce mode de fonctionnement, la transmission des efforts s'effectue par l'adhérence entre les surfaces en contact.

Cela concerne principalement :

- Le **soudage**,
- Le **boulonnage** utilisant des **boulons à haute résistance**.

VI.2 Types d'assemblages utilisés dans notre projet

Dans le cadre de notre projet, nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- **Assemblage par boulons ordinaires ;**
- **Assemblage par boulons à haute résistance (HR) ;**
- **Assemblage par soudage.**

Dans ce chapitre, nous étudierons cinq types d'assemblages spécifiques :

- **Assemblage poutre - solive ;**
- **Assemblage poteau - poutre ;**
- **Assemblage de contreventement ;**
- **Assemblage poteau - poteau ;**
- **Assemblage du pied de poteau.**

Remarque : d'après **Rpa 2024** Les assemblages doivent respecter plusieurs exigences :

- a) Chaque assemblage poteau-poutre, d'un portique, doit être de type rigide et être capable de développer, dans la poutre, la capacité plastique totale de cette dernière.
- b) Dans le cas où les assemblages poteaux-poutres d'un portique sont boulonnés, ces assemblages doivent être conçus, calculés et réalisés comme des assemblages travaillant au cisaillement, de type résistant au glissement à l'état-limite ultime sous l'action sismique, et utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.

VI.2.1 l'assemblage poteau-poutre

On se propose de déterminer la capacité de résistance des assemblages poutre-poteau en acier boulonnés par platine d'extrémité, on utilise deux types de vérification manuel et par logiciel idea statica.

VI.2.1.1 Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEB 1000 – HEB650)

On va traiter cette assemblageb manuellement :

L'assemblage à vérifier est présenté sur la Fig .

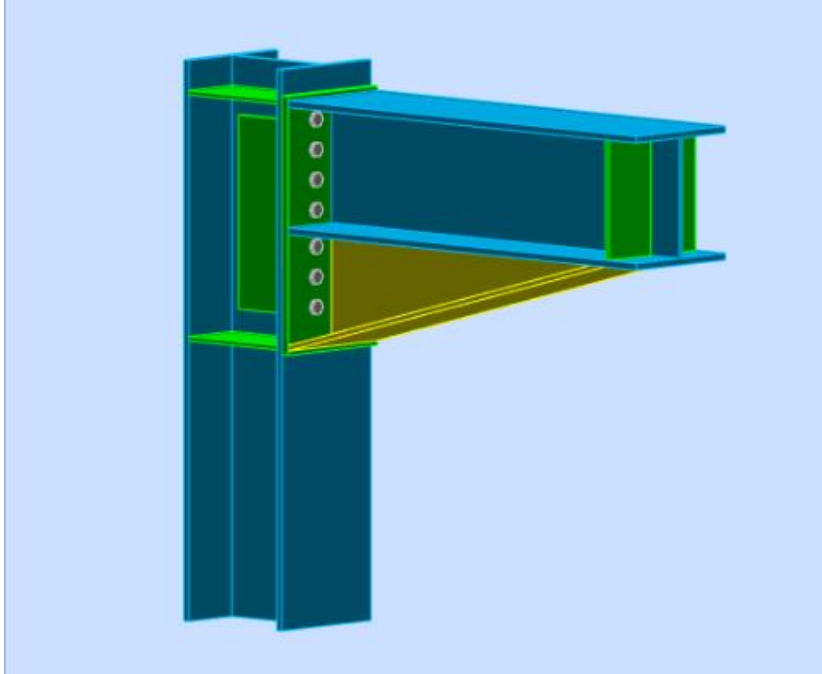


Figure VI. 1: Assemblage poteau – poutre

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre HEB650 et un poteau HEB1000 leur caractéristique se résume dont le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEB1000	1000	300	36	19	400
HEB 650	650	300	31	16	286,3

VI.2.1.2 Efforts sollicitant

A. CAS 1 : VSd max

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 724,8124 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 771,3915 \text{ KN}$

1. Calcul de la soudure poutre HEB650

On fixe le cordon de soudure $a = 10 \text{ mm}$.

$$L_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 142 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 588 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i \cdot a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3)a = 23440 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a \cdot L_1 \cdot d_1^2) + (2a \cdot L_2 \cdot d_2^2)]$$

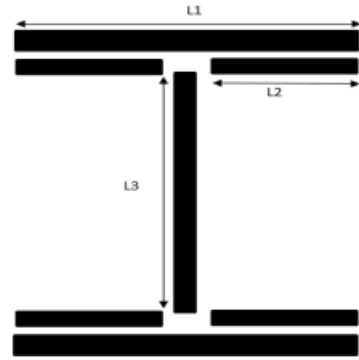


Figure VI. 2: Assemblage soudé poutre- platine.

Avec:

$$d_1 = h/2 + a/2 = 330 \text{ mm}$$

$$d_2 = h/2 - t_f - a/2 = 289 \text{ mm}$$

$$\rightarrow I_{s/yy} = 1127,799 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

a- La semelle

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\gamma_{mw} = 1,3$, $f_{us} = 430$, $\beta_w = 0,85$

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_{us} \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 31 \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 14,08 \text{ mm} \dots \text{on prend } 14 \text{ mm}$$

b- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_{us} \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 16 \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 7,26 \text{ mm} \dots \text{on prend } 7 \text{ mm}$$

2. Vérification de la résistance :

- Effet de N_{sd} et V_{sd} :

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2l_3 \cdot a} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 113,61 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa}$$

- Effet de N_{sd} et M_{sd} :

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \cdot \frac{h}{2} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 295,39 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa}$$

3. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $ép = 16 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$

2. $10 \leq t \leq 25$ mm $d = (16 ; 20 ; 24)$ mm

3. $t \geq 25$ mm $d = (24 ; 27 ; 30)$ mm

On a l'épaisseur de la platine $t = 16$ mm alors on prend $\phi = 16$ mm

4. Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

- Assemblage poteau-platine (boulonnage) :

✓ Disposition constructive :

○ Boulons : On choisit 16 boulons HR de diamètre 24 mm (M24) et de classe HR 10.9

M24 $\rightarrow d=24$ mm $\rightarrow d_0=26$ mm $\rightarrow A_s=353$ mm²

✓ Disposition constructive :

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 31,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 192 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \text{ mm} \leq e_2 \leq 192 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm.}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 57,2 \text{ mm} \leq P_1 \leq 224 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 100 \text{ mm.}$

$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 78 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 160 \text{ mm.}$

5. Détermination des efforts dans le boulon :

✓ Effort de traction sur les boulons

Ces efforts sont obtenus par la formule : $F_{tsd} = \frac{M_{sd}.d_i}{n_f \cdot \sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 803,35$ kN.m

$d_8 = 50$ mm , $d_7 = 150$ mm , $d_6 = 250$ mm , $d_5 = 319$ mm , $d_4 = 419$ mm , $d_3 = 519$ mm

$d_2 = 619$ mm , $d_1 = 719$ mm $\sum d_i^2 = 1,53 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Il faut vérifier que $N_1 \leq n F_p$

Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons H R 10.9 .

A_s : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 494,2$ kn.

$F_{m1} = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{803,35 \times 719}{2 \times 1,53 \times 10^6} = 188,76$ kn $\leq 494,2$ kncondition vérifiée

6. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 771,39 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{771,39}{16} = \mathbf{48,21 \text{ kN}}$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 247,1 \text{ kN}$$

7. La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,4$ Surfaces nettoyées par Grenaille sable et peint

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ; $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu (F_p - 0,8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1,2 \cdot 0,4 (247,1 - 0,8 \cdot 188,76)}{1,25} = \mathbf{61,50 \text{ kN}}$$

$F_{v,sd} = 48,21 \text{ kN} \leq 61,50 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Donc la condition est vérifiée.

8. Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 12 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons = 90 mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times \frac{160}{1} \times 19 = 836 \text{ kN}.$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad \Rightarrow \quad F_t = \frac{803,35}{1000 - 36} = 833,35.$$

$F_t = 833,35 < F_{t,Rd} = 836 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée .

9. Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_w}{1}.$$

Avec : h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 1000 \text{ mm}$.

t_w : épaisseur de l'âme (poteau) $t_w = 19 \text{ mm}$

$$VRd = \frac{0,58 \times 275 \times 1000 \times 19}{1} \times 10^{-3} = 3030,5$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{803,35}{1000-36} = 833,35.$$

$F_v = 833,35 \text{ kN} \leq VRd = 3030,5 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

10. Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{crd}$.

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times (1,25 - 0,5 \times \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{F_y}) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre HEB 650 = 31 mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEB 1000 = 36 mm

t_p : Épaisseur platine extrémité = 16 mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau = 30 mm

$$\triangleright b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$\triangleright b_{eff} = 31 + 2 \times 16 + 5(36 + 30) = 393 \text{ mm}.$$

$$\sigma_n = \frac{VSD}{A} + \frac{MSd}{W_{ely}} = \frac{771,39 \times 10^3}{400 \times 10^2} + \frac{803,35 \times 10^6}{12890 \times 10^3} = 81,60 \text{ mpa}$$

• Calcule F_{crd} :

$$F_{crd} = \frac{275 \times 19 \times (1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{81,60}{275}) \times 393}{1} \times 10^{-3} = 2262,13 \text{ kn}.$$

• Calcule F_c :

$$F_c = \frac{MSd}{b_{eff}} = \frac{803,35 \times 10^3}{393} = 2044,15 \text{ kn}$$

$F_c = 2044,15 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 2262,13 \text{ kN} \Rightarrow$ condition vérifiée

$\triangleright$ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEB1000 – HEB650) est vérifié.

B. CAS 2 : Moment max

- Moment fléchissant : $M_{sd \text{ Max}} = 591,007 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd \text{ comb}} = 20,247 \text{ KN}$

1. Calcul de la soudure poutre HEB650

On fixe le cordon de soudure $a = 10 \text{ mm}$.

$$L_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{bs-tw}{2} = 142 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 588 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3)a = 23440 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a.L_1.d_1^2) + (2 a.L_2.d_2^2)]$$

Avec:

$$d_1 = h/2 + a/2 = 330 \text{ mm}$$

$$d_2 = h/2 - t_f - a/2 = 289 \text{ mm}$$

$$\rightarrow I_{s/yy} = 1127,799 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

a- La semelle

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\gamma_{mw} = 1,3$, $f_{us} = 430$, $\beta_w = 0,85$

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \left(\frac{\beta_w \gamma_{m2}}{f_{us} \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 31 \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 14,08 \text{ mm} \dots \text{on prend } 14 \text{ mm}$$

c- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \left(\frac{\beta_w \gamma_{m2}}{f_{us} \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 16 \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 7,26 \text{ mm} \dots \text{on prend } 7 \text{ mm}$$

2. Vérification de la résistance :

- Effet de **Nsd** et **Vsd** :

$$\sqrt{2 \left(\frac{Nsd}{\sum l_i a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{Vsd}{2 l_3 a} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \gamma_{mw}} \rightarrow 2,89 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa}$$

- Effet de **Nsd** et **Msd** :

$$\sqrt{2 \left(\frac{Nsd}{\sum l_i a_i} + \frac{Msd}{I_{s/yy}} \cdot \frac{h}{2} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \gamma_{mw}} \rightarrow 240,86 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa}$$

3. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 16 \text{ mm}$

$$4. \ t \leq 10 \text{ mm} \ d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$5. \ 10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \ d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$6. \ t \geq 25 \text{ mm} \ d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur de la platine $t = 16 \text{ mm}$ alors on prend $\phi = 16 \text{ mm}$

4. Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

- Assemblage poteau-platine (boulonnage) :

✓ Disposition constructive :

○ Boulons : On choisit 12 boulons HR de diamètre 20 mm (M20) et de classe HR 10.9

$$M20 \rightarrow d=20\text{mm} \rightarrow d_0=22\text{ mm} \rightarrow A_s=245\text{ mm}^2$$

✓ Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150\text{ mm}) \rightarrow 26,4\text{ mm} \leq e_1 \leq 192\text{mm} \rightarrow e_1=50\text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150\text{ mm}) \rightarrow 33\text{ mm} \leq e_2 \leq 192\text{ mm} \rightarrow e_2=60\text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200\text{ mm}) \rightarrow 48,4\text{ mm} \leq P_1 \leq 224\text{ mm} \rightarrow P_1=100\text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200\text{ mm}) \rightarrow 66\text{ mm} \leq P_2 \leq 200\text{ mm} \rightarrow P_2=120\text{ mm.}$$

5. Détermination des efforts dans le boulon :

✓ Effort de traction sur les boulons

Ces efforts sont obtenus par la formule : $F_{tsd} = \frac{M_{sd}.d_i}{n_f \cdot \sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 591,007\text{ kN.m}$

$$d_6 = 50\text{ mm} , d_5 = 150\text{ mm} , d_4 = 219\text{ mm} , d_3 = 319\text{ mm}$$

$$d_2 = 419\text{ mm} , d_1 = 519\text{ mm} \quad \sum d_i^2 = 6,20 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que $N_1 \leq n F_p$

Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons H R 10.9 .

A_s : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 343\text{ kn.}$$

$$F_{m1} = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{591,007 \times 519}{2 \times 6,20 \times 10^5} = 247,37\text{ kn} \leq 343\text{ kn} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

6. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 20,247\text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{20,247}{12} = 1,69\text{ kN}$$

$$F_{p,cd} = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 1000 \cdot 245 \cdot 10^{-3} = 171,5\text{ kN.}$$

7. La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,4$ Surfaces nettoyées par Grenaille sable et peint

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ; $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut que : $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu (F_p - 0,8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1,2 \cdot 0,4 (171,5 - 0,8 \cdot 247)}{1,25} = 16,70 \text{ kN}$$

$F_{vsd} = 1,69 \text{ kN} \leq 16,70 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Donc la condition est vérifiée.

8. Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 12 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons = 90 mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times \frac{120}{1} \times 19 = 627 \text{ kN}.$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad \Rightarrow \quad F_t = \frac{591,007}{1000 - 36} = 613,077.$$

$F_t = 613,077 < F_{t,Rd} = 627 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée .

9. Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_w}{1}.$$

Avec : h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 1000 \text{ mm}$.

t_w : épaisseur de l'âme (poteau) $t_w = 19 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 1000 \times 19}{1} \times 10^{-3} = 3030,5$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{591,007}{1000 - 36} = 613,077.$$

$F_v = 613,077 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 3030,5 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

10. Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{c,rd}$.

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times (1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0}^{\sigma_n}) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre HEB 650 = 31 mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEB 1000 = 36 mm

t_p : Épaisseur platine extrémité = 16 mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau = 30 mm

$$\triangleright b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$\triangleright b_{eff} = 31 + 2 \times 16 + 5(36 + 30) = 393 \text{ mm}.$$

$$\sigma_n = \frac{VSD}{A} + \frac{MSd}{W_{ely}} = \frac{20,247 \times 10^3}{400 \times 10^2} + \frac{591,007 \times 10^6}{12890 \times 10^3} = 46,36 \text{ mpa}$$

• **Calcule F_{crd} :**

$$F_{crd} = \frac{275 \times 19 \times (1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{46,36}{275})}{1} \times 10^{-3} = 2393,696 \text{ kn}.$$

• **Calcule F_c :**

$$F_c = \frac{MSd}{b_{eff}} = \frac{591,007 \times 10^3}{393} = 1503,83 \text{ kn}$$

$$F_c = 1503,83 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 2393,696 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\triangleright$ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEB1000 – HEB650) est vérifié, pour 2em cas.

VI.2.1.3 Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEB 800 – IPE 450)

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre IPE450 et un poteau HEB800 leur caractéristique se résume dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEB800	800	300	33	17.5	334.2
IPE 450	650	190	14.6	9.4	98.2

VI.2.1.4 Efforts sollicitant

A. CAS 1 : VSd max et MSd comb

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 117.25 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 36.97 \text{ KN}$

1. Calcul de la soudure poutre IPE 450

On fixe le cordon de soudure $a = 10 \text{ mm}$.

$$L_1 = b_s = 190 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 36.12 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 620.8 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i \cdot a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3)a = 17660.8 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a \cdot L_1 \cdot d_1^2) + (2a \cdot L_2 \cdot d_2^2)]$$

Avec:

$$d_1 = h/2 + a/2 = 330 \text{ mm}$$

$$d_2 = h/2 - t_f - a/2 = 305.4 \text{ mm}$$

$$\rightarrow I_{s/yy} = 548.57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

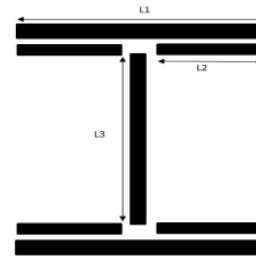


Figure VI. 3: Assemblage soudé poutre- platine.

- **Calcule de la soudure poutre IPE 450.**

- a- **La semelle**

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\gamma_{mw} = 1,3$, $f_{us} = 430$, $\beta_w = 0,85$

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_{us} \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 14.6 \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 6.63 \text{ mm} \dots \text{on prend } 7 \text{ mm}$$

- d- **L'âme**

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_{us} \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 9.4 \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 4,27 \text{ mm} \dots \text{on prend } 5 \text{ mm}$$

2. Vérification de la résistance :

- Effet de **Nsd** et **Vsd** :

$$\sqrt{2 \left(\frac{Nsd}{\sum l_i \cdot a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{Vsd}{2l_3 \cdot a} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 113,61 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa}$$

- Effet de **Nsd** et **Msd** :

$$\sqrt{2 \left(\frac{Nsd}{\sum l_i \cdot a_i} + \frac{Msd}{I_{s/yy}} \cdot \frac{h}{2} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 295,39 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa}$$

3. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 16 \text{ mm}$

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 16 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 16 \text{ mm}$

4. Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

- Assemblage poteau-platine (boulonnage) :

✓ Disposition constructive :

- Boulons : On choisit 14 boulons HR de diamètre 16mm (M16) et de classe HR 10.9

$$M16 \rightarrow d = 16 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm} \rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$$

✓ Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 192 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 55 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 192 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 224 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 90 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 90 \text{ mm.}$$

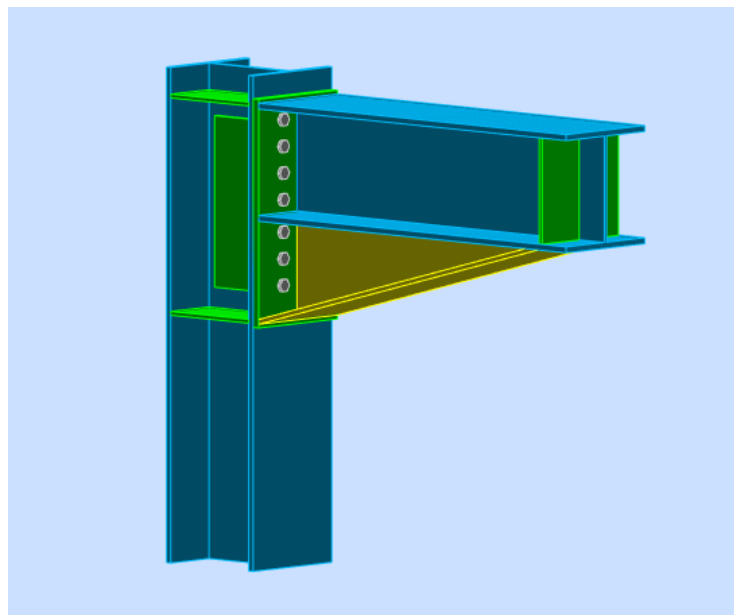


Figure VI. 4: Assemblage poteau – poutre.

6. Détermination des efforts dans le boulon :

✓ Effort de traction sur les boulons

Ces efforts sont obtenus par la formule : $F_{tsd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{n_f \cdot \sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 117,25 \text{ kN.m}$

$D_7 = 47,7 \text{ mm}$, $d_6 = 137,7 \text{ mm}$, $d_5 = 227,7 \text{ mm}$, $d_4 = 317,7 \text{ mm}$, $d_3 = 407,7 \text{ mm}$, $d_2 = 497,7 \text{ mm}$

$$d1 = 587.7 \text{ mm} , \quad \sum d_i^2 = 9,33 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que $N1 \leq n Fp$

Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

$$Fp = 0,7 \times fub \times As$$

Fp : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

fub : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons H R 10.9 .

As : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$n \cdot Fp = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3} = 219.8 \text{ kn.}$$

$$Fm1 = \frac{M \times d1}{\sum d_i^2} = \frac{117.25 \times 587.7}{2 \times 9,33 \times 10^5} = 36,93 \text{ kn} \leq 219.8 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

7. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $Fv, sd \leq Fv, rd$

L'effort tranchant par boulon :

$$Vsd = 36.97 \text{ kN}$$

$$Fv, sd = \frac{Vsd}{n_b} = \frac{36.97}{14} = 2.64 \text{ kN}$$

$$Fp, cd = 0.7 \times Fub \times As = 0.7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3} = 109.9 \text{ kN}$$

8. La résistance au glissement Fv, rd :

$Ks=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par Grenaille sable et peint

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ; $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut que : $Fv, sd \leq Fv, rd$

$$Fv, rd = \frac{Ks \cdot n \cdot \mu (Fp - 0.8 Ftr)}{\gamma_{ms}} = \frac{1.2 \cdot 0.3 (109.9 - 0.8 \cdot 36.93)}{1.25} = 38,57 \text{ kN}$$

$Fv, sd = 2,64 \text{ kn} \leq 38,57 \text{ kn} \dots\dots\dots$ Donc la condition est vérifiée.

9. Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que : $Ft \leq Ft, rd$

$$Ft = fy \times twc \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

twc : épaisseur de l'âme du poteau = 17.5 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons = 90 mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times \frac{160}{1} \times 17.5 = 770 \text{ kN}.$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h-t_f} \quad \Rightarrow \quad F_t = \frac{117.25}{1000-33} = 121.25.$$

$F_t = 121.25 < F_{t,Rd} = 770 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée .

10. Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{VRd}$$

$$F_{VRd} = \frac{0.58 \times f_y \times h_p \times t_w}{1}.$$

Avec : h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 1000 \text{ mm}$.

t_w : épaisseur de l'âme (poteau) $t_w = 19 \text{ mm}$

$$F_{VRd} = \frac{0.58 \times 275 \times 1000 \times 17.5}{1} \times 10^{-3} = 4090,625$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{117.25}{1000-33} = 121.25.$$

$F_v = 121.25 \text{ kN} \leq F_{VRd} = 4090,625 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

11. Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{crd}$.

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times (1,25 - 0,5 \times \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{F_y}) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre IPE 450 = 14,6 mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEB 800 = 33 mm

t_p : Épaisseur platine extrémité = 16 mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau = 30 mm

$$\Rightarrow b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 31 + 2 \times 16 + 5(33 + 30) = 361,6 \text{ mm}.$$

$$\sigma_n = \frac{VSD}{A} + \frac{Msd}{W_{ely}} = \frac{36,97 \times 10^3}{334,2 \times 10^2} + \frac{117,25 \times 10^6}{8977 \times 10^3} = 14,17 \text{ mpa}$$

- Calcule F_{crd} :

$$F_{crd} = \frac{275 \times 17,5 \times (1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{14,17}{275}) \times 361,6}{1} \times 10^{-3} = 2130,42 \text{ kN}.$$

- **Calcule F_c :**

$$F_c = \frac{MSd}{b_{eff}} = \frac{117,25 \times 10^3}{361,6} = 324,25 \text{ kn}$$

$$F_c = 324,25 \text{ kn} \leq F_{c,rd} = 2130,42 \text{ kn} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEB800 – IPE450) est vérifié.

Remarque :

Pour 2em cas on a ($msd_{max}=130 \text{ kn.m} / vsd_{cmob}=31,12 \text{ kn}$) donc on prend meme assemblage de 1^{er} cas .

VI.2.1.5 Vérification de l'assemblage poteau-poutre secondaire (HEB 800 – IPE 330)

On va traiter cette assemblage par logiciel idea statica :

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre IPE330 et un poteau HEB800.

Et on prend le cas la plus de favorable $VSdy_{max} = 255,0886 \text{ kn} / MSdz_{comb} = 143,48 \text{ kn.m}$

Sections transversales

Nom	Matériau
3 - HEB800	S 275
4 - IPE330	S 275

Boulons

Nom	Diamètre [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M18 8.8	18	640,0	800,0	254

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Début	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	C / Fin	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B / Fin	0,0	255,1	0,0	0,0	0,0	143,5

Efforts non équilibrés

Nom	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0,0	255,1	0,0	0,0	0,0	143,5

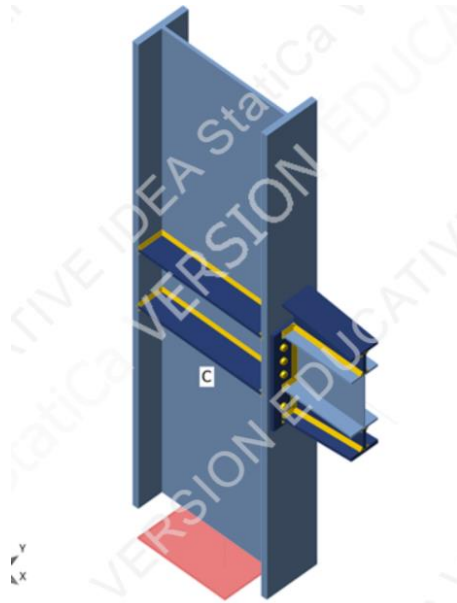


Figure VI. 5: Assemblage poteau – poutre.

- Vérification

Résumé

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	4,0 < 5,0%	OK
Boulons	94,7 < 100%	OK
Soudures	98,3 < 100%	OK
Voilement	20,01	

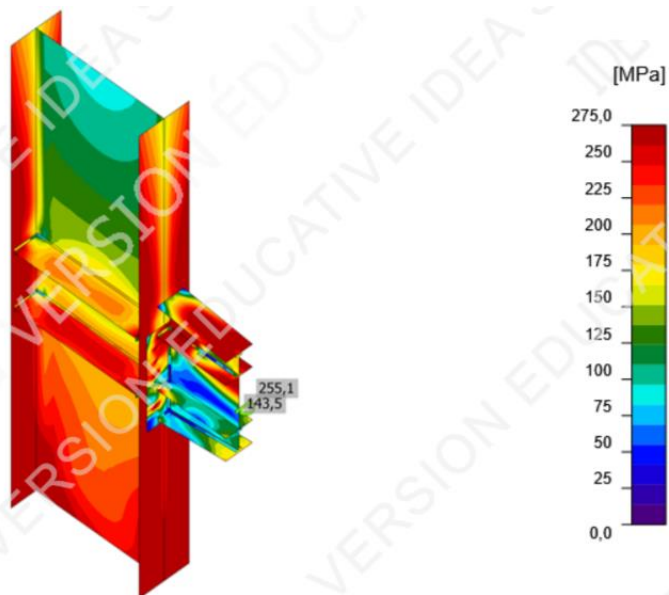


Figure VI. 6: Contrainte équivalente.

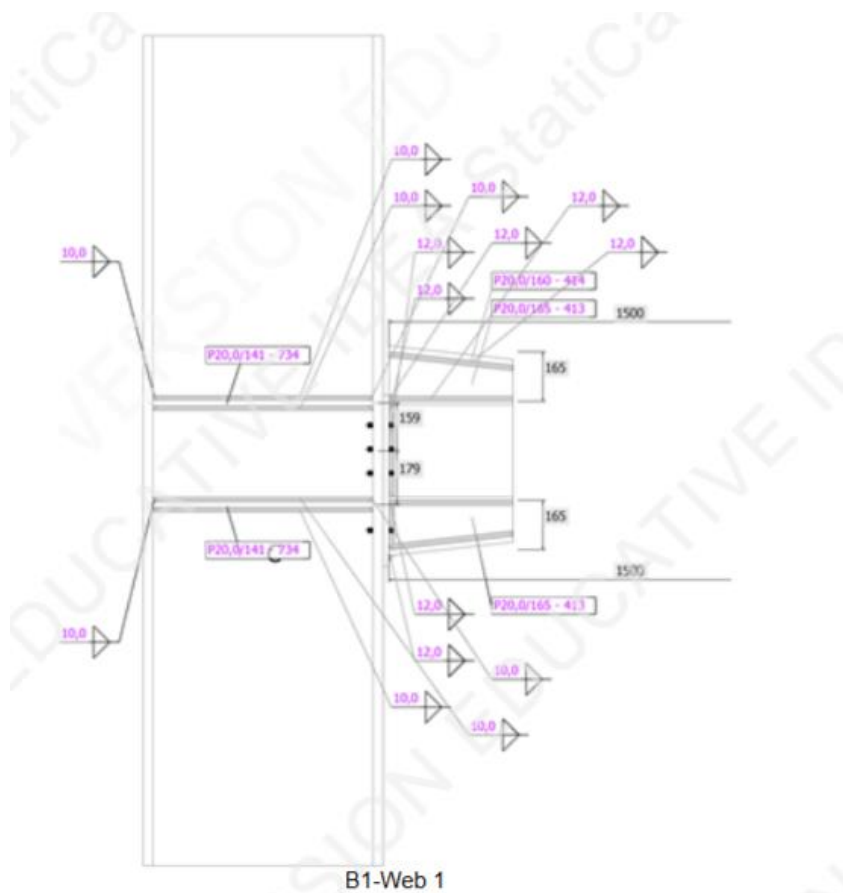


Figure VI. 7: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.

Remarque autres détaille était sur (annexe1).

VI.2.2 Assemblage poutre HEB650 –solive IPE330

On va traiter cet assemblage manuellement.

VI.2.2.1 Assemblages par double cornière

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en IPE330 avec l'âme de la poutre en HEB650, avec une file verticale de deux boulons

VI.2.2.2 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Tableau VI. 4: Les caractéristiques du profilé (HEB650 – IPE330)

Profilé	h(mm)	b(mm)	tf(mm)	tw(mm)	(cm ²)
HEB650	650	300	31	16	286.3
IPE330	330	160	11.5	7.5	62.61

1. Choix de diamètre du boulon :

Cornière 200×200×15mm

Epaisseur de la cornière : ép = 15 mm

• $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$

• $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$

• $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la cornière $t = 15 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$, classe 10.9

2. Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 20mm de diamètre ($\varnothing 20$) de classe 10.9

$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$

3. Distance entre axe des boulons :

1. $2d_0 \leq e \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$ $26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$

2. $2d_0 \leq p \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$

1. $5d_0 \leq e \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$ $33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$

3. $d_0 \leq p \leq \min(14t, 200 \text{ mm})$ $66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm}$

$e_1 = 35 \text{ mm}$; $p_1 = 60 \text{ mm}$

$e_2 = 65 \text{ mm}$; $p_2 = 80 \text{ mm}$

VI.2.2.3 Vérification de la résistance des boulons aux efforts combinés de traction et de cisaillement**1er Cas :**

Effort tranchant : $V_{sd} = 106.87 \text{ KN}$

Est moment M_0 (existe à cause de l'excentricité e_2), c'est ce qui rend l'effort $F_{t, sd}$ présente

Donc il faut vérifier que : $\frac{f_{v, s.d}}{f_{v, r.d}} + \frac{f_{t, s.d}}{1.4 \times f_{t, r.d}} \leq 1$

$$F_{v, r.d} = \frac{0.5 \times 1000 \times 245}{1.25} = 98 \text{ kn}$$

$$F_{v, s.d} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{106.87}{4} = 26.71$$

$$M_0 = 0.5 \times V_{sd} \times e = 0.5 \times 106.87 \times 0.080 = 4.27 \text{ KN.m}$$

$$F_{t, s.d} = \frac{M_0 \times p_1}{p_1^2} = \frac{4.27 \times 0.06}{0.06^2} = 71.16 \text{ KN}$$

$$F_{t, r.d} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 245 \times 1000}{1.25} \times 10^{-3} = 176.40 \text{ KN}$$

$$\frac{26.71}{98} + \frac{71.16}{1.4 \times 176.40} = 0.56 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

F_{brd} : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

F_{vsd} : Effort de cisaillement de calcul par boulon

F_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0} \cdot \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} \cdot \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right] = \min (0.53 ; 0.65 ; 2.32 ; 1) = 0.53$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 430 \times 20 \times 15}{1.25} \times 10^{-3} = 136.74 \text{ kN}$$

$$F_{v.s.d} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{106.87}{4} = 26.71 \leq F_{brd} = 136,74 \text{ kN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

2 em Cas :

Effort tranchant : $V_{sd} = 74.33 \text{ KN}$

Est moment M_0 (existe à cause de l'excentricité e_2), c'est ce qui rend l'effort $F_{t,sd}$ présente

Donc il faut vérifier que : $\frac{f_{v,s.d}}{f_{v,r.d}} + \frac{f_{t,sd}}{1.4 \times f_{t,r.d}} \leq 1$

$$F_{v.r.d} = \frac{0.5 \times 1000 \times 245}{1.25} = 98 \text{ kN}$$

$$F_{v.s.d} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{74.33}{4} = 18.58$$

$$M_0 = 0.5 \times V_{sd} \times e = 0.5 \times 74.33 \times 0.080 = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$F_{t.s.d} = \frac{M_0 \times P_1}{p_1^2} = \frac{2.97 \times 0.06}{0.06^2} = 49.5 \text{ KN}$$

$$F_{t.r.d} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 245 \times 1000}{1.25} \times 10^{-3} = 176.40 \text{ KN}$$

$$\frac{18.58}{98} + \frac{49.5}{1.4 \times 176.40} = 0.39 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 430 \times 20 \times 15}{1.25} \times 10^{-3} = 136.74 \text{ kN}$$

$$F_{v.s.d} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{74.33}{4} = 18.58 \leq F_{brd} = 136,74 \text{ kN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée}$$

VI.2.3 Assemblages poteau – poteau

On prend :

$$V_{sd} = 381.6553 \text{ KN} \quad ; \quad M_{sd} = 231.539 \text{ KN}$$

Dans ce type d'assemblage on distingue 2 cas :

VI.2.3.1 Poteau HEB1000- poteau HEB1000

On va traiter cet assemblage manuellement

1. Assemblage bout à bout

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

2. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Tableau VI. 5: Les caractéristiques du profilé (HEB1000)

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEB1000	1000	300	36	19	400

b- Boulon

• Eclisse semelle : (8 boulons)

L'assemblage est réalisé avec deux files de 8 boulons Ø27 de classe 8.8 ordinaire.

• Eclisse âme: (12 boulons)

L'assemblage est réalisé avec deux files de 12 boulons Ø27 de classe 8.8 ordinaire.

3. Disposition constructive des boulons

$$d_0 = d + 3mm = 30 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 36 \text{ mm} \leq e_1 \leq 312 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 45 \text{ mm} \leq e_2 \leq 364 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 66 \text{ mm} \leq P_1 \leq 312 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 90 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 100 \text{ mm.}$$

D'après la disposition constructive on a choisit une platine de 900×300×26

4. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i = \frac{M d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2} \leq n F_p = 3 \times 0.7 \times f_{up} \times A_s \quad ; \text{ Avec } n=3 \text{ (nombre de boulons par rangés).}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons 8.8 ordinaire .

A_s : L'aire de la section du boulon

- **Position de l'axe neutre :**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 36 \times \sqrt{\frac{300}{19}} = 143.05 \text{ mm}$$

$$d_1=60\text{mm} ; d_2=160\text{mm} ; d_3=260\text{mm} ; d_4=380\text{mm} ; d_5=480\text{mm} ; d_6=580\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_5^2 + d_6^2 = 808000 \text{ mm}^2$$

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons : $n \cdot F_p = 3 \times 0,7 \times 800 \times 459 \times 10^{-3} = 771.12 \text{ Kn}$

$$N_i = \frac{M d_i}{\sum d_i^2} = \frac{231.539 \times 580 \times 10^3}{8.08 \times 10^5} = 166.203 \leq n F_p = 771.12 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

5. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

• L'effort tranchant par boulon : $V_{sd} = 381.6553 \text{ kN}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{381.6553}{24} = 15.90 \text{ KN}$$

• La résistance au glissement $F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{K_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n=2$ Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU $F_p= 129,6 \text{ kN}$ la résistance du boulon.

$F_p= 257.04 \text{ kN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 2 \times 257.04 \times 0.3}{1.25} = 411.264 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 15.90 \text{ Kn} \leq F_{v,rd} = 411.264 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

6. Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$f_t \leq f_{trd}$$

$$f_t = f_y \times f_{we} \times \frac{b_{eff}}{\gamma M_0}$$

t_{we} : épaisseur de l'âme du poteau = 19 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées boulons = mm.

$$F_{trd} = 275 \times 19 \times \frac{100}{1} \times 10^{-3} = 836 \text{ Kn}$$

$$\text{Avec : } F_t = \frac{M}{h - t_f} ; h = 1000 \text{ mm} ; t_f = 36 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{794.06}{1 - 0.036} \Rightarrow F_t = 823 \text{ kN}$$

$$F_t = 823 \text{ kN} < F_{trd} = 836 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{crd}$

$$F_{crd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau. 61.74

t_p : Épaisseur semelle poteau HEB1000 = 36 mm.

t_p : Épaisseur semelle 2ème poteau HEB1000 = 36 mm

t_{fc} : Épaisseur platine extrémité = 26 mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau = 27 mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 36 + 2 \times 36 + 5(26 + 30) = 388 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{5602.63}{400 \times 10^2} + \frac{794.06}{12890 \times 10^3} = 61.74 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{crd} = 2076.17 \text{ Kn}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = 823 \text{ kn}$$

$$F_c \leq F_{crd} \longrightarrow \text{Donc l'assemblage est vérifié}$$

VI.2.3.2 Assemblage Poteau HEB1000- poteau HEB900 (4)

On va traiter cet assemblage par logiciel idea statica

- **Eléments**

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
B1	3 - HEB900	0,0	90,0	-180,0	0	0	0
B2	2 - HEB1000	0,0	-90,0	0,0	0	0	0

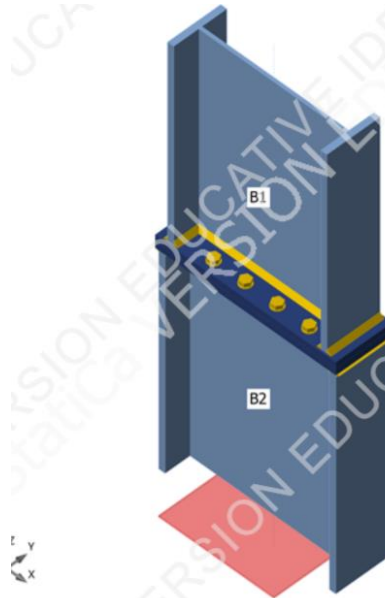


Figure VI. 8: 3d de lassemblage.

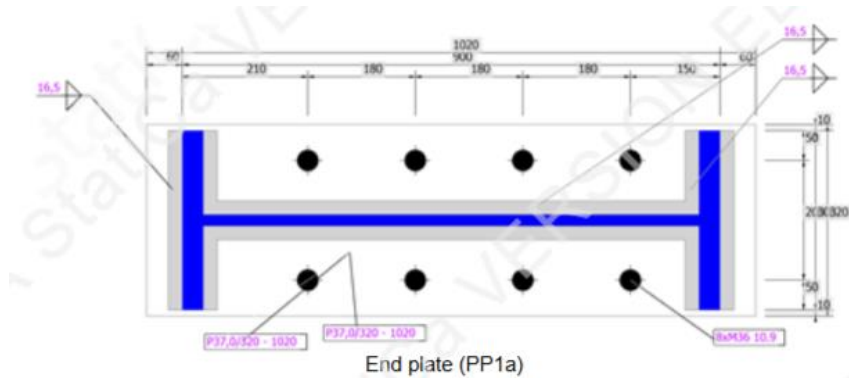


Figure VI. 9: Distribution des boulons.

Boulons

Nom	Diamètre [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M36 10.9	36	900,0	1000,0	1018

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1 / Fin	-5235,0	-138,7	-0,1	0,0	0,7	-279,7
	B2 / Fin	0,0	0,0	30,0	0,0	50,0	0,0
LE2	B1 / Fin	2853,9	219,6	3,3	0,0	3,8	123,3
	B2 / Fin	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Efforts non équilibrés

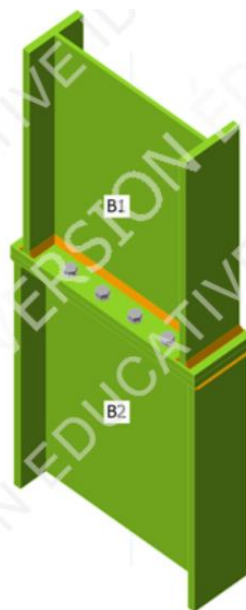
Nom	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	29,9	138,7	-5235,0	-279,7	49,4	0,0
LE2	3,3	-219,6	2853,9	123,3	-3,8	0,0

➤ **Vérification****Résumé :**

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,4 < 5,0%	OK
Boulons	97,9 < 100%	OK
Soudures	99,7 < 100%	OK
Voilement	4,25	

Platine :

Nom	t _p [mm]	Charges	σ _{Ed} [MPa]	ε _{Pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Résultat
B1-bfl 1	35,0	LE1	277,7	1,3	0,0	OK
B1-tfl 1	35,0	LE1	277,6	1,2	0,0	OK
B1-w 1	18,5	LE2	275,2	0,1	0,0	OK
B2-bfl 1	36,0	LE1	277,8	1,3	0,0	OK
B2-tfl 1	36,0	LE1	277,9	1,4	0,0	OK
B2-w 1	19,0	LE1	275,7	0,3	0,0	OK
PP1a	37,0	LE2	276,9	0,9	140,3	OK
PP1b	37,0	LE2	277,7	1,3	140,3	OK

Données et conception :**Figure VI. 10:** Vérification globale de l'assemblage.

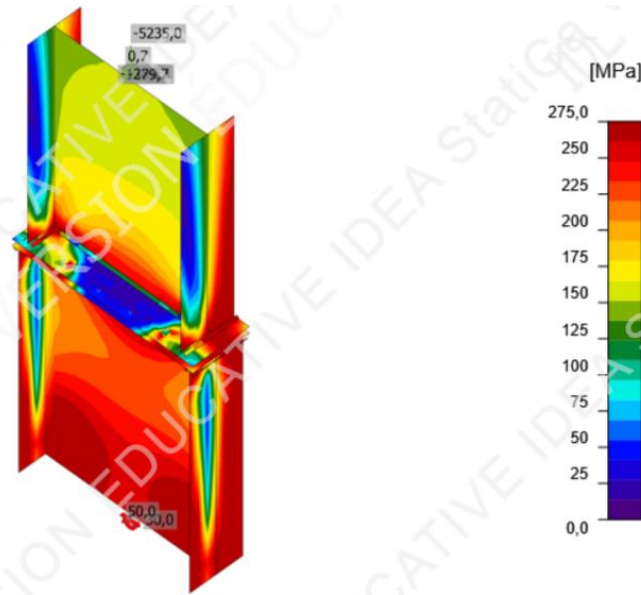


Figure VI. 11: Contrainte équivalente.

Remarque autres détaille était sur (annexe2).

VI.2.4 Assemblages pied de poteau

La base des poteaux ce sont des dispositifs de liaison qui lient la superstructure à l'infrastructure, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts de la superstructure aux fondations. Ces dispositifs sont articulés soit encastrer, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

VI.2.4.1 Pied de poteau HEB1000

On va traiter cet assemblage par logiciel ROBOT, c'est un assemblage qui lie la base du poteau métallique **HEB1000** et le poteau en béton armé.

VI.2.4.2 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEB1000	1000	300	36	19	400

Remarque

Dans le pied de poteau en utilise 6 cas d'effort car le poteau travaille **en traction** et en **cisaillement et en compression**.

VI.2.4.3 Données de calcul

- Selon la combinaison « $G+0,3Q+E_y+0,3 EX$ » c'est le cas la **plus de favorable** on a les valeurs suivantes :
- Effort normal: $N_{sd} = (-7200,0903 \text{ Kn compression})$
 - Moment fléchissant : $M_{sdz} = -187,43 \text{ kN.m}$ selon y: $M_{sdy} = -17,99 \text{ kn.m}$
 - Effort tranchant : $V_{sdy} = -30,9118 \text{ KN}$ selon z : $V_{sdz} = -3,57 \text{ kn}$

Liements

Géométrie

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
B1	2 - HEB1000	0,0	90,0	0,0	0	0	0

Appuis et efforts

Nom	Appui	Efforts dans	X [mm]
B1 / fin		Boulons	0

I.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

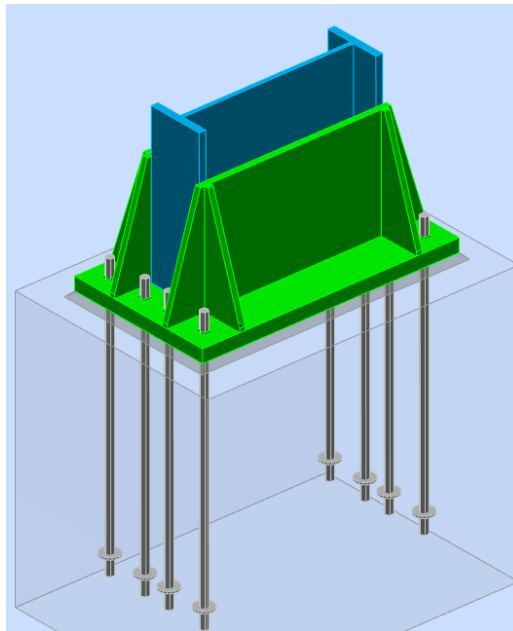
Ratio
0,94

Figure VI. 12: 3d de l'assemblage pied de poteau.

- Les charge et les cas utilise

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1 / Fin	-4370,0	-259,8	-6,2	0,0	-13,3	-556,9
LE2	B1 / Fin	-7200,0	-30,9	-3,6	0,0	-18,0	-187,4
LE3	B1 / Fin	-1080,7	-7,4	-35,3	0,0	-72,5	-70,8
LE4	B1 / Fin	-173,8	29,0	33,9	0,0	69,8	106,9
LE5	B1 / Fin	-6431,1	97,1	6,0	0,0	10,7	-56,7
LE6	B1 / Fin	-1100,3	161,1	1,8	0,0	7,3	446,5

VI.2.4.4 Caractéristique de l'assemblage

- Platine $1400 \times 800 \times 70$ mm
- M42 de classe HR 6.8
- Raidisseur $1400 \times 800 \times 30$ mm
- Soudure 30 mm

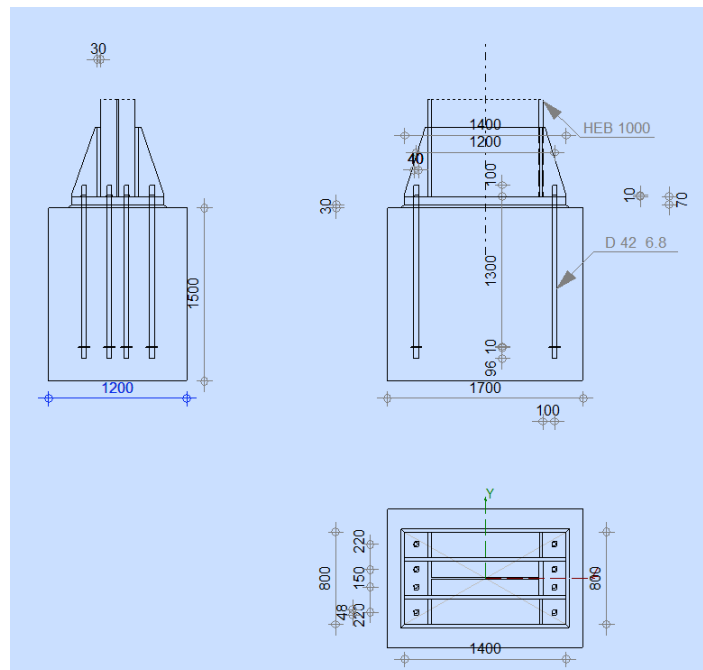


Figure VI. 13: disposition constructive de l'assemblage pied de poteau

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,94

Remarque : autres detaille était sur (annexe3).

VI.2.5 Assemblage de contreventement en v

Pour notre cas les diagonales les plus sollicitées sont formées par des tubes, sa dimension $360 \times 360 \times 25$ ce qui fait les boulons de l'assemblage diagonale-gousset Vu la capacité des assemblages on a opté les résultats manuellement.

- **Boulons**

Tableau VI. 6: Caractéristiques des boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fub [MPa]	Section resistente AS[mm ²]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000,0	561

Tableau VI. 7: Caractéristique des profilés assemblés

Profilé	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A (cm ²)
HEB 650	650	300	31	16	286,3
TUBE 360*360*25	360	360	25	/	/

VI.2.5.1 Dimensionnement d'assemblage

Tableau VI. 8: Coordonnées géométriques

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
C	1 -HEB650	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud

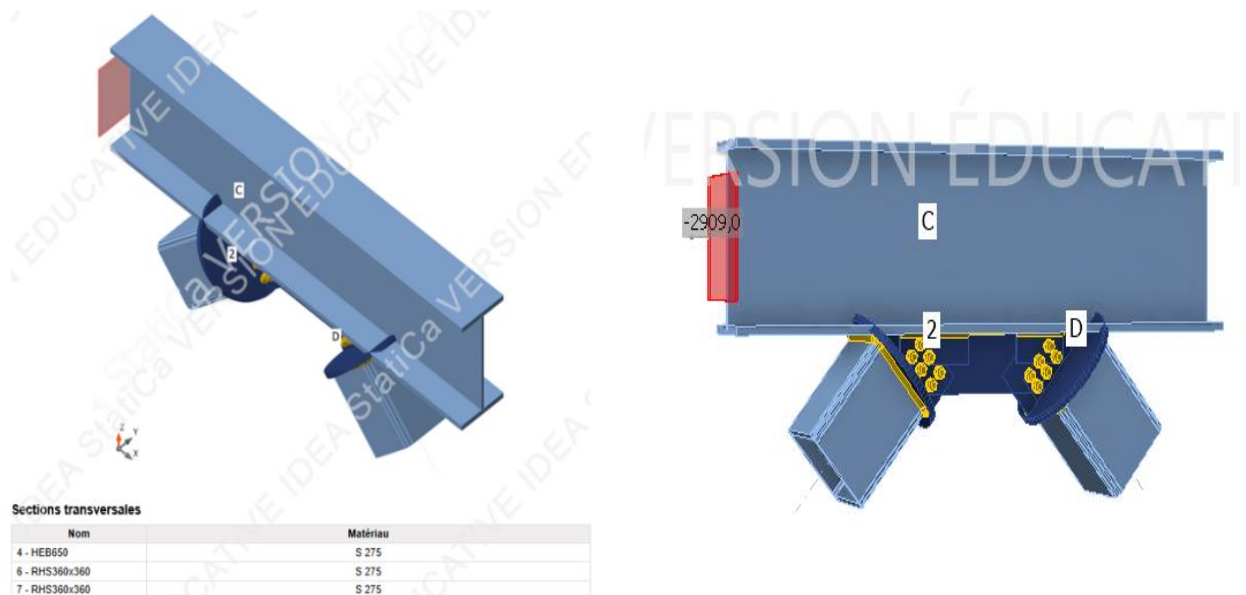


Figure VI. 14: L'attache de la diagonale tube 360*360*25 – HEB650.

VI.2.5.2 Données de calcul

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort de compression ; $N_{sd} = -2909,0094 \text{ kN}$

$K_s = 1$; trous nominaux, $\gamma_{ms} = 1.25$

L'assemblage est assuré par des boulons HR de diamètre 30 mm (M30) de classe 10.9.

– **Nombre des boulons nécessaires** : on utilise 12 boulon .

$$F_{pcd} = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 1000 \cdot 561 \cdot 10^{-3} = 392,7 \text{ kN.}$$

$$F_{tsd} N = \frac{2909,0094}{12} = 242,42 \text{ kn}$$

$$F_{srd} = \frac{K_s \cdot n \cdot u \cdot F_{pcd}}{1,25}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,4$ Surfaces nettoyées par Grenaille sable et peint

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ; $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut que : $F_{tsd} \leq F_{srd}$

- $F_{srd} = \frac{1.2.0.4(392,7)}{1.25} = 251,328 \text{ kN.}$ Donc condition vérifiée.

VI.2.5.3 Disposition constructive

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Euro code 3 est calculer comme suite :

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
e_1	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$39,6 \leq e_1 \leq 240$	80
P_1	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$72,6 \leq P_1 \leq 280$	90
e_2	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$49,5 \leq e_2 \leq 240$	60
P_2	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$99 \leq P_2 \leq 200$	90

Avec :

- d_0 : diamètre de trou , $d_0 = d + 3 = 33 \text{ mm}$
- t : épaisseur de la platine , $t = 20 \text{ mm.}$

VI.2.5.4 Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

F_{brd} : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

F_{vsd} : Effort de cisaillement de calcul par boulon

F_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0} \cdot \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} \cdot \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right] = \min (0.8 ; 0.65 ; 2.33 ; 1) = 0.65$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.65 \times 430 \times 20 \times 30}{1.25} \times 10^{-3} = 335,4 \text{ kN}$$

$$\checkmark F_{t, sd} = \frac{n_{sd}}{n} = \frac{2909,0094}{12} = 242,42 \leq F_{brd} = 335,4 \text{ kN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

Donc l'assemblage est vérifié.

VI.3 Conclusion

- Le but essentiel de ces exemples est d'expliquer la méthode de calcul en vue de faciliter la pratique.
- l'utilisation des deux logiciels nous a permis de mieux comprendre leurs fonctionnalités respectives tout en facilitant la réalisation du travail. Cette approche nous offre une vision plus complète et un gain d'efficacité notable.

Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Il existe plusieurs types de fondation

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier général

VII.2 Choix du type de fondations

Plusieurs facteurs sont pris en considération lors du calcul des fondations. On peut citer :

- Contraintes du sol σ_{sol} .
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,25 bars (voir annexe).

VII.3 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

VII.3.1 Semelles isolées

Combinaison de charge (ELS)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $\sigma_{sol} = \frac{N}{S}$ dou , $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $A \geq \sqrt{s} \quad \sigma_{sol} = 2,25 \text{ bars.}$

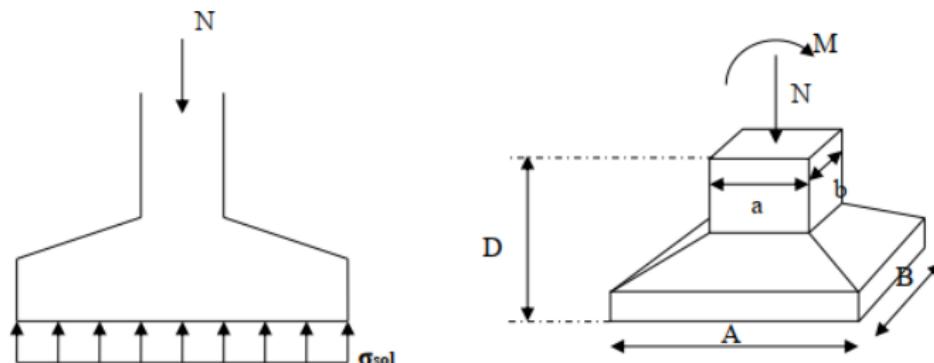


Figure VII. 1: Semelle isolée sous poteau.

Anser : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel ETABS20 à L'ELS.

Anser : -7625,2406 (**compression**).

$$S \geq \frac{7625,2406}{225} = 33,89$$

$$B = \sqrt{s} = 5,82 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier que : $L_{\min} > 1,5 \times B$

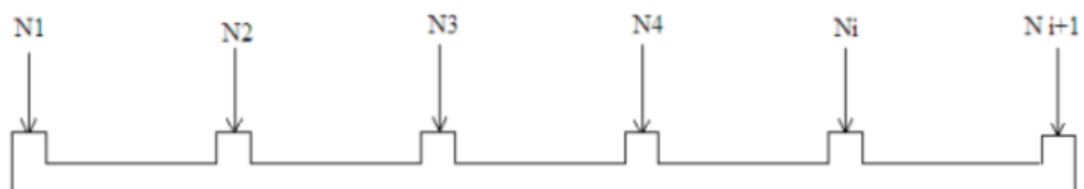
On a : $L_{\min} = 2\text{m} > 1,5 \times 5,82 = 8,73 \text{ m} \dots\dots \text{non vérifié.}$

Remarque :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles Filantes.

VII.3.2 Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.



On doit vérifier que : $\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S}$

Tel que : $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux, avec Anser = 39991,81 KN (valeur obtenue à partir du logiciel ETABS) .

$$S = B \times L.$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré, avec L= 8m

D'où :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{l \cdot \sigma_{sol}} = 3,57 \text{ m}$$

$$L < 2 \times B = 7,14 \text{ m}$$

Condition non vérifiée car L= 8 m

VII.3.2.1 Les charges qui reviennent pour chaque fille

Tableau VII. 1: Sections des semelles filantes continues sens y-y

File	$N_{ser}(kN)$	L(m)	$B(m)$	$B_{choisit}(m)$	$S(m^2)$
A	10784,31	24	1,997	2	48
B	1949,31	4	2,16	2	8
C	30386,72	36	3,75	4	126
D	3723,86	8	2,068	2	16
E	40079,29	49,8	3,57	3,5	174,3
F	2340,12	5,8	1,79	2	11,6
G	24211,705	44	2,44	2,5	110
$\sum S$					511,9

Tableau VII. 2: Sections des semelles filantes continues sens x-x

File	$N_{ser}(kN)$	L(m)	$B(m)$	$B_{choisit}(m)$	$S(m^2)$
1	8342,68	16	2,29	2,5	40
2	4979,98	8	2,76	3	24
3	21195,58	24	3,92	4	96
4	21818,309	24	4,04	4	96
5	17573,31	24	3,25	3	72
6	14523,70	21,2	3,04	3	63,6
7	15042,87	16	4,17	4	64
8	8513,8941	14	2,70	3	42
9	1484,9441	3	2,19	2	6
$\sum S$					503,6

On a :

$S_{semelle}(m^2)$	Sens	$S_{batiment}(m^2)$	%
503,6	x	902,2	55,8%
511,9	y	902,2	56,7%

VII.3.2.2 Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface des semelles vaut :

➤ Sens x : $\frac{503,6}{902,2} = 55,8\% > 50\%$

➤ Sens y : $\frac{511,9}{902,2} = 56,7\% > 50\%$

Donc on passe de vérification de semelle filantes croisées.

VII.3.3 Semelles filantes croisées

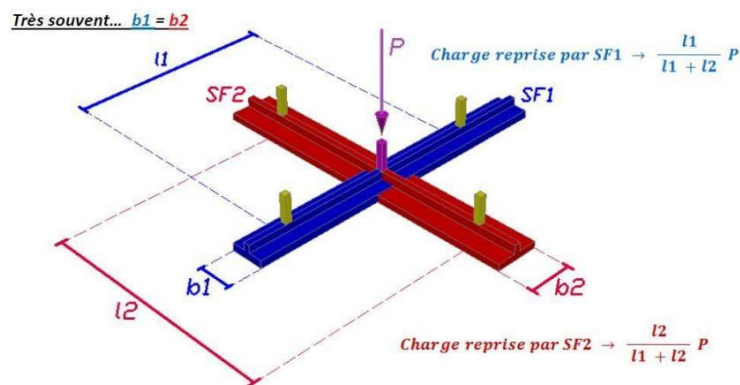


Figure VII. 2: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

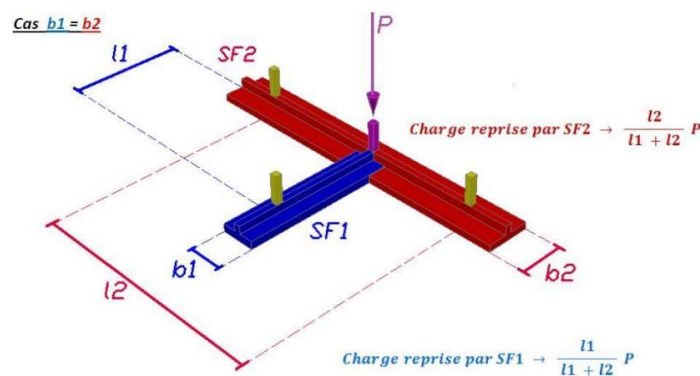


Figure VII. 3: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.

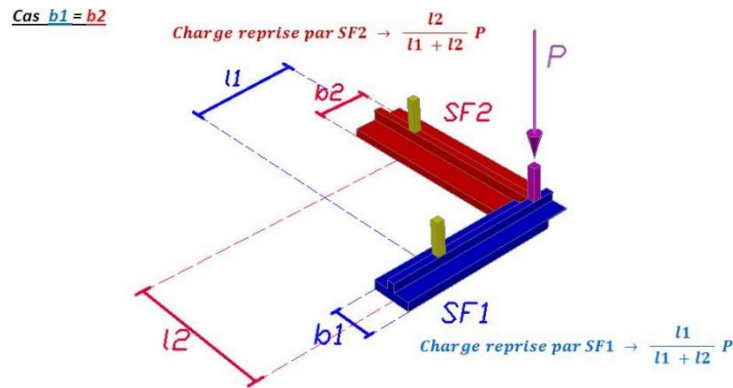


Figure VII. 4: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

VII.3.3.1 Les charges qui reviennent pour chaque fille

Tableau VII. 3: Section des semelles filante sens x-x

Fille	P (kN)	σ (KN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B choisi (m)	Sf (m ²)
SF1	5437,32	225	16	1,51	1,5	24
SF2	2621	225	8	1,45	1,5	12
SF3	10302,54	225	24	1,91	2	48
SF4	9650,08	225	24	1,79	2	48
SF5	8619,31	225	24	1,59	2	48
SF6	7470,42	225	21,2	1,57	2	42,4
SF7	5820,15	225	16	1,62	2	32
SF8	3869,81	225	14	1,22	1,5	21
SF9	506,23	225	3	0,74	1	3
$\sum S$						278,4

Tableau VII. 4: Section des semelles filante sens y-y

Fille	P (kN)	σ (KN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	Sf (m ²)
SF1	6834,6	225	24	1,27	1,5	36
SF2	847,42	225	4	0,94	1	4
SF3	12509,52	225	36	1,54	1,5	54
SF4	1983,283	225	8	1,10	1,5	12
SF5	19398,17	225	49,8	1,73	2	99,6
SF6	1165,94	225	5,8	0,89	1	5,8
SF7	15099,814	225	44	1,52	1,5	66
$\sum S$						277,4

VII.3.3.2 Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface des semelles vaut :

➤ Sens x : $\frac{555,8}{902,2} = 62\% > 50\%$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles, Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage, Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution,

VII.3.4 Radier générale

VII.3.4.1 Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

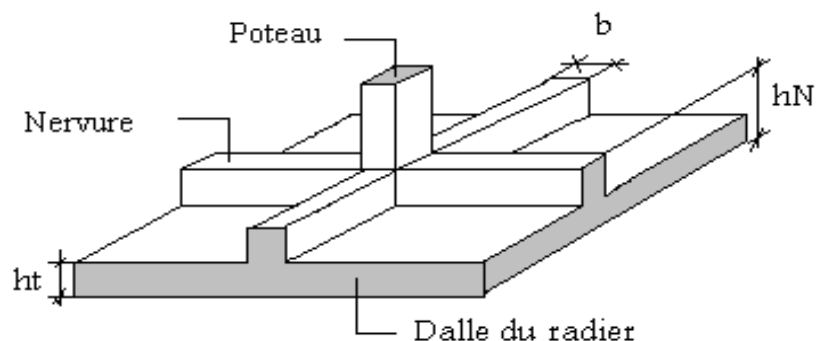


Figure VII. 5: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.3.4.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $N=113475,2737 \text{ Kn}$ et $\sigma_{sol} = 2,25 \text{ bars}$

$$S_{nec} \geq 504,33 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 504,33 < S_b = 902,2 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Alors on prend un débord de 60cm sur le périmètre du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de $1008,2 \text{ m}^2$

VII.3.4.3 Pré dimensionnement de radier**1- Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire [4]

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

$L_{\max}$ = La longueur maximale entre les axes des poteaux,

$$L_{\max}=8\text{m} \quad h_1 \geq \frac{800}{20} = 40\text{cm}$$

Alors

On prend : $h=50 \text{ cm}$, pour l'épaisseur de la dalle,

2- Nervure :

1, La hauteur de nervure

a- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 8 \text{ m}$

$$\Rightarrow \frac{800}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{800}{10} \Rightarrow 53,33 \leq h_{N1} \leq 80 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{N1} = 80 \text{ cm,}$$

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5$ [kg/cm³]....., pour un très mauvais sol,
- $K=4$ [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne,
- $K=12$ [kg/cm³]....., pour un très bon sol,

E : Module de Young équivalent ($E=20\,000$ MPa),

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1$ m),

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 8 m

Nous avons un sol de densité moyenne $k = 4$ [kg/cm³],

Après la simplification on adopte pour :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04}{20000} \times \left(\frac{2 \times 8000^4}{\pi} \right)} = 159,22 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1,6 \text{ m}$$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = \max(0,8; 1,6) \text{ m},$$

On prend : $h = 1,6$ m,

c- Condition de coffrage: [4]

$$b \geq \frac{800}{10} = 80 \text{ cm}$$

Donc

$b = 80$ cm dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$$h_n = 160 \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm dans le sens x-x}$$

$$b = 80 \text{ cm dans le sens y-y}$$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 50 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_n = 1,6 \text{ m} \\ b_n = 0,8 \text{ m sur les deux sens} \end{cases}$

VII.3.4.4 Les vérifications nécessaires

- **Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :**

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations,

Selon **RPA/version 2024** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} \quad \text{et} \quad \frac{M_s}{M_R} > 1,3$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre,

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique,

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h,$$

h : la hauteur de fondation jusqu'au niveau 0, $= 5 \text{ m}$

M_0 : Moment à la base de la structure,

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure,

N : Poids de la structure (y compris le radier),

$$N = N_G + N_R$$

N_1 : Poids de la structure

N_2 : Poids du radier nervuré,

- **Suivant X-X**

$$N = N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre du radier}),$$

$$N_1 = 234175,0201 \text{ kN}, \Rightarrow \text{Elu} \Rightarrow \text{selon rpa 2024}.$$

$$N_2 = [1008,2 \times 25 \times 0,50] + [25 \times 1,6 \times 0,8 \times 321,8].$$

$$N_2 = 22900,1 \text{ kN},$$

$$\text{Donc } N = 257075,1201 \text{ Kn},$$

$$M_r = 7948,57 + 9755,54 \cdot 5 = 56726,27 \text{ kn,m}$$

$$\text{➤ } e_x = \frac{56726,27}{257075,1201} = 0,22 < \frac{25,2}{4} = 6,3 \quad B_x = \frac{25,2}{4} = 6,3 \text{ m,}, \text{vérifie}$$

$$M_{sx} = N \cdot x_g = 114459,35 \cdot 13,92 = 1593274,152$$

$$- \quad m_s = \frac{1593274,152}{56726,27} = 28,08 > 1,3 \text{ vérifie,}$$

- **Suivant Y-Y :**

$$M_r = 7778,6 + 19684,513 \cdot 5 = 106201,165$$

$$M_{sy} = N \cdot y_g = 114459,35 \cdot 23,14 = 2648589,36$$

$$\text{➤ } e_y = \frac{106201,165}{114459,35} = 0,92 < \frac{51}{4} = 12,7 \quad B_x = \frac{51}{4} = 12,75 \text{ m,}, \text{vérifie}$$

$$- \quad m_s = \frac{2648589,36}{106201,165} = 24,94 > 1,3 \text{ vérifie,}$$

Conclusion

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens,

VII.3.4.5 Caractéristiques géométriques du radier

a- Position du centre de gravité:

$$x_G = 13,92 \text{ m}$$

$$y_G = 23,14 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 278567,1 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 68012,784 \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,25 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{113475,2737}{1008,2} = 112,55 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 112,55 \text{ mpa} < 225 \text{ mpa}, \text{,,,,, verifiee ,}$$

A l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2).

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

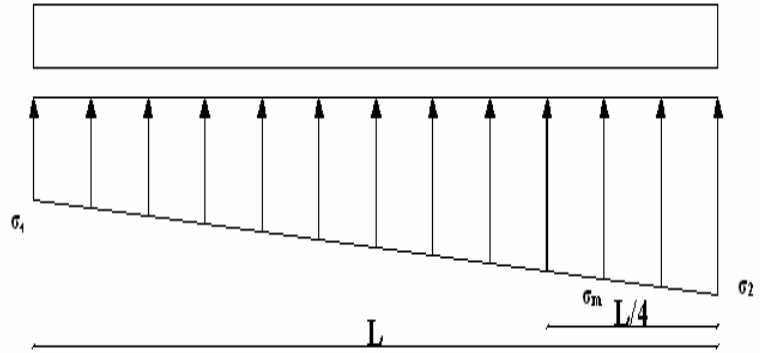


Figure VII. 6: Contraintes sous le radier

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier,

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \quad [1]$$

Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

A l'ELU :

NELU = Nu (structure) + $1,35 \times$ poids propre de radier nervuré

$$NELU = 234175,0201 + 1,35 \times 22900,1$$

$$NELU = 265090,155 \text{ kN}$$

$$MR_x = 56726,27 \text{ kN.m}$$

$$MR_y = 106201,165 \text{ kN.m}$$

$$S_{rad} = 1008,2 \text{ m}^2,$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VII. 5: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	265,77	260,099	264,35
Sens y-y	299,07	226,80	281,0025
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 337,5$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 299,25$

A l'ELS :

$$A_{\text{nser}} = 113475,2737 \text{ kN} ; S = 1008,2 \text{ m}^2$$

$$\text{NELS} = N_s (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré}$$

$$\text{NELS} = 113475,2737 + 1,35 \times 22900,1$$

$$\text{NELS} = 144390,41 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 225 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VII. 6: Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	146,051	140,38	144,63
Sens y-y	179,35	107,08	161,28
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 337,5$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 299,25$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement,

VII.3.4.6 Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher,

La fissuration est considérée préjudiciable,

❖ **Ferraillage de la dalle du radier:**

▪ **Détermination des efforts: [1]**

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens,

$L_x/L_y = 8/8=1$ donc **on prend premier cas**

Pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \text{sens de la petite portée,}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \text{sens de la grande portée,}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis,

➤ **Panneau de rive:**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive),
 $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$ (autre appui),

➤ **Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée:
 $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

▪ **Valeur de la pression sous radier :**

ELU : $q_u = \sigma_m \times 1ml =$

281,002 ELS : $q_{ser} = \sigma_m \times$

1ml = 161,28

▪ **Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :**

On a le rapport des panneaux $L_x/L_y = 8/8=1$ donc la dalle travaille dans les deux sens,

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VII. 7: Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	8	8	1	0,0368	1,000	281,002	661,81	562,54	661,81	562,54	330,905

▪ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$):**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 8: Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	8	8	1	0,044	1,000	161,28	454,16	386,036	454,16	386,036	227,08

❖ **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité, on applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe),

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

- $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17,71\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=500\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$;
 $h=50\text{cm}$; $d=0,9h=45\text{cm}$,

Tableau VII. 9: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	562,54	0,157	0,215	41,13	27,35	9T20	28,27	10
	y-y	562,54	0,157	0,215	41,13	27,35	9T20	28,27	10
Appui	x-x	330,905	0,092	0,12	42,85	15,45	8T16	16,08	12
	y-y								

Espacement:

$$ESP \leq \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm},$$

- **Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 < 33\text{cm} .$$

On prend $S_t=10\text{cm}$ d'après le rpa 2024 il exige de l'espacement minimale 10cm.

- **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 < 33\text{cm} .$$

On prend $S_t=12\text{cm}$

❖ **Vérifications nécessaires :**

1- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,93\text{cm}^2 < 16,08\text{cm}^2$$

2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ et } \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \text{ si fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 0,8\xi \text{ si fissuration très préjudiciable}$$

Tableau VII. 10: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	386,036	21,28	12,33	15	Ok	206,12	250	OK
	y-y	386,036	21,28	12,33	15	Ok	206,12	250	OK
Appuis	x-x	227,08	12,51	8,88	15	Ok	184,52	250	OK
	y-y								

VII.3.5 Ferrailage des nervures**VII.3.5.1 Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99 [1]**),

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

On a :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

VII.3.5.2 Calcul des armatures

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$$b = 80 \text{ cm ; } h = 160 \text{ cm ; } d = 144 \text{ cm}$$

- **Sens (x-x) :**

$$L = 8 \text{ m ; } p(\text{qu}) = 281,002 \text{ kN/ml ; } M_0 = 2248,016 \text{ kN.m}$$

Tableau VII. 11: Ferrailage des nervures suivant x-x

	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1910,81	0,065	0,0840	139,16	27,46	9T20	28,27
Appuis	1124,008	0,0382	0,047	141,18	15,92	8T16	16,08

- Sens (y-y).

$$L = 8 \text{ m} ; p(\text{qu}) = 281,002 \text{ kN/ml} ; M_0 = 2248,016 \text{ kN.m}$$

Tableau VII. 12: Ferrailage des nervures suivant y-y

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1910,81	0,065	0,0840	139,16	27,46	9T20	28,27
Appuis	1124,008	0,0382	0,047	141,18	15,92	8T16	16,08

b,3, Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,12 < 16,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots, \text{vérifiée.}$$

2, Vérification des contraintes à l'ELS:

$$L = 8 \text{ m} ; p(\text{qs}) = 161,28 \text{ kN/ml} ; M_0 = 1290,24 \text{ kN.m}$$

Tableau VII. 13: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	1096,70	18,30	6,06	15	175,51	250	OK
	y-y	1096,70	18,30	6,06	15	175,51	250	OK
Appuis	x-x	645,12	9,28	3,86	15	136,17	250	OK
	y-y	645,12	9,28	3,86	15	136,17	250	Ok

3.Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{281,002 \times 8}{2} = 1124,008 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1124,008 \times 10^3}{800 \times 1440} = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4.Armatures transversales :

- BAEI 91 modifié 99 [1] :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- Selon Le RPA 2024 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit:

$$\text{Zone courante} \dots\dots\dots \left\{ \begin{array}{l} * s' = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) = 24 \text{ cm.} \\ * s' \leq \frac{h}{2} = 80 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Zone Nodale

Avec :

- h : hauteur de la poutre

- φ_t : diamètre des armatures de confinement

- φ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=0,98 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=80\text{cm}$; $d=144\text{cm}$

On trouve :

Tableau VII. 14: Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S_t RPA2024 [cm]	S_t BAEL91 [cm]	S_t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	80 × 160	Courante	80	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	80 × 160	Courante	80	40	25
		Nodale	15		15

Tableau VII. 15: Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S_t [cm]	ϕ_t	A_t calculée [cm ²]	A_t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	80 × 160	Courante	25	11	6	6,79	6T12
		Nodale	15		3,6	6,79	6T12
Nervure Sens y-y	80 × 160	Courante	25	11	6	6,79	6T12
		Nodale	15		3,6	6,79	6T12

- **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,69 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 2,82 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

VII.3.6 Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Selon Le RPA 2024

Armatures en section courante (armatures de peau) : Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$\text{Donc : } \frac{80 \times 160 \times 0.20}{100} = 25,6$$

Donc on prend $2 \times 9T14 = 27,71 \text{ cm}^2$

VII.3.7 Schéma de ferrailage de la dalle

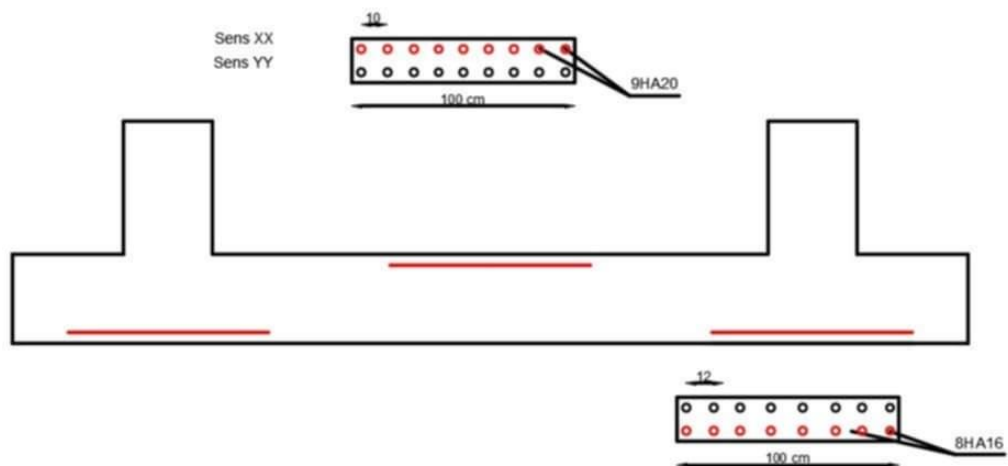


Figure VII. 7: Ferrailage de la dalle

VII.3.8 Schéma de ferrailage des nervures

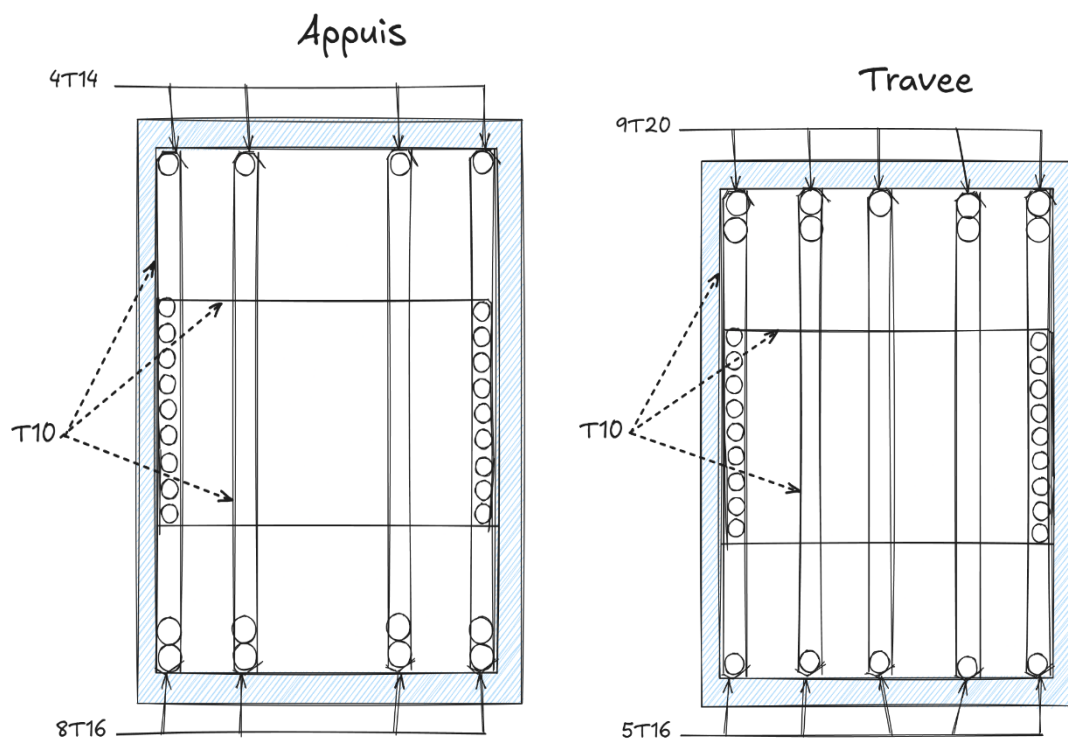


Figure VII. 8: Ferrailage des nervures sens y-y.

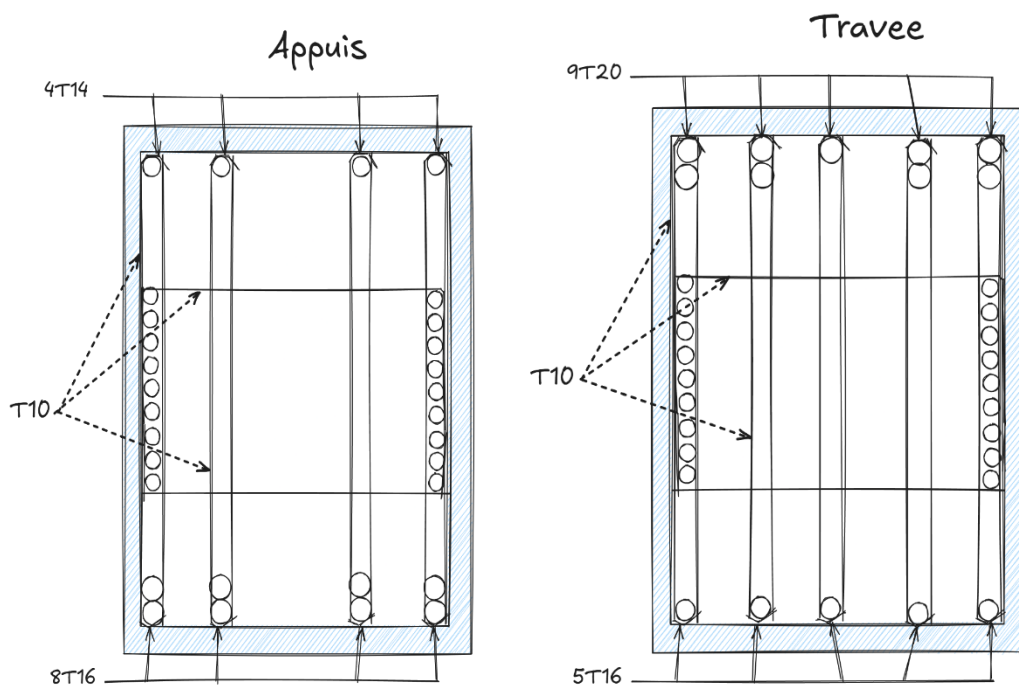


Figure VII. 9: Ferrailage des nervures sens x-x

VII.4 Voile périphérique

VII.4.1 Introduction

La structure comprend un voile périphérique de soutènement s'étendant depuis le niveau des fondations jusqu'au plancher du rez-de-chaussée.

Grâce à sa grande rigidité, ce voile forme, avec les planchers du RDC et les fondations, un caisson rigide et indéformable à la base de l'édifice.

VII.4.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA version 2024**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des

Fondations (semelles, radiér, etc.) et le niveau de base. Toutefois, en zones I, II et III, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m, au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm
- les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII.4.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3,23\text{m}$; $L_y=8\text{ m}$; $e=20\text{ cm}$.



Figure VII. 10: Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est données par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1 m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=20\text{KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 28^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,44$$

$$Q=A \times \gamma \times h = 37 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times 25 = 49,95 \text{ KN/ml}$$

VII.4.4 Effort dans la dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{8} = 0,50 \geq 0,40 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

Le tableau suivant donne les valeurs de μ_x et μ_y pour l'ELU ($\nu=0$) et l'ELS ($\nu=0.2$).

	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
l_x/l_y	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 77.20 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 19.30 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 65,62 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 16,40 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 38,6 \text{ kNm}$$

VII.4.5 Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=500$

MPa ; $F_{bc}=17.71\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 16: Ferrailage de la dalle pleine

	<i>Sens</i>	<i>M_u</i> (kNm)	<i>μ</i>	<i>A_s'</i> (cm ²)	<i>α</i>	<i>Z(cm)</i>	<i>A_s^{cal}</i> (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp}</i> (cm ²)	<i>Esp</i> (cm)
Travée	<i>x-x</i>	65,62	0,11	0	0,14	16,99	7,72	2×6T12	13,48	15
	<i>y-y</i>	16,40	0,028	0	0,04	17,71	1,93	2×4T12	9,05	25
Appuis	<i>x-x</i>	38,6	0,067	0	0,09	17,35	4,54	2×5T12	11,31	20
	<i>y-y</i>									

VII.4.6 Condition exigée par les RPA/version 2024

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.4.7 Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a :

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$h=e=20 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases} \quad \rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barres de FeE500}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4}{8} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,26 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 3,08 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,08 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.4.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{49,95 \times 4 \times 8}{2 \times 4 + 8} = 99,9 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 66,6 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} (T_x ; T_y) = 99,9 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{99,9 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.4.9 Vérification à l'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$q_{\text{ser}} = q_1 = 37 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0966 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 57,18 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14,30 \text{ kNm}$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 48,60 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 12,15 \text{ kNm.}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 28,57 \text{ kNm}$$

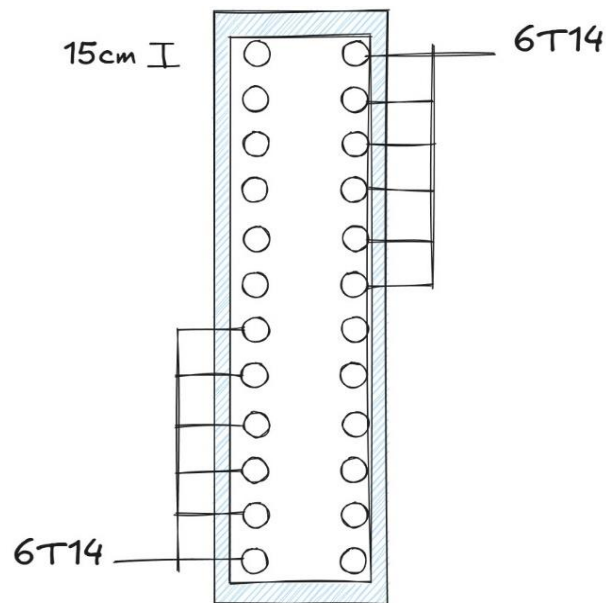
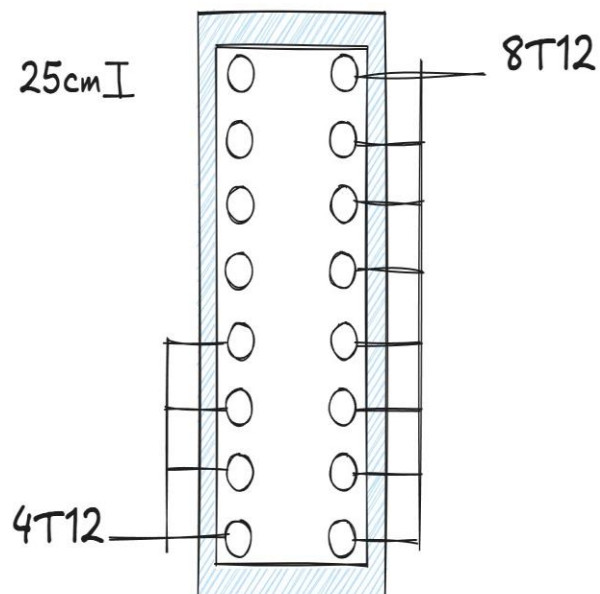
b. Vérification des contraintes :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII. 17: Vérification des contraintes à l'ELS

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	48,60	9,04	10,49	15	178,33	250	OK
	y-y	12,15	4,52	3,41	15	43,27	250	OK
Appuis	x-x	28,57	6,16	9,60	15	102,11	250	OK
	y-y							

VII.4.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique**Figure VII. 11:** Ferrailage du voile périphérique en travée (sens x-x).**Figure VII. 12:** Ferrailage du voile périphérique en travée (sens y-y).

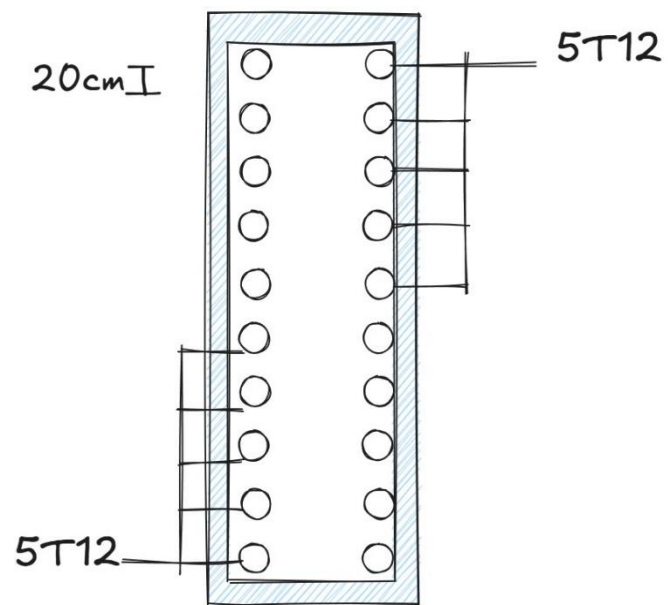


Figure VII. 13: Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens x-x) ; (sens y-y) .

**Chapitre VIII : Contribution –
Développement d’une Application
pour l’Optimisation de Découpe de
Profilés en Acier**

VIII.1 Introduction

Dans le domaine de la construction métallique, la maîtrise des coûts et l'optimisation des ressources sont des enjeux primordiaux. L'acier, bien que matériau de choix pour sa résistance et sa modularité, représente un investissement financier considérable. Une part non négligeable des coûts est directement liée à la gestion des matériaux, depuis l'approvisionnement jusqu'à la mise en œuvre.

Un des défis majeurs rencontrés dans les ateliers de fabrication est l'optimisation de la découpe des profilés en acier. Les profilés sont généralement livrés en longueurs standards (par exemple 12 mètres), alors que les projets de construction requièrent une multitude de pièces de longueurs variées.

Une planification de découpe (calepinage) non optimisée engendre des chutes de matière importantes. Ces chutes, en plus de représenter une perte financière directe, ont également un impact environnemental négatif en générant des déchets.

Face à cette problématique, ce chapitre présente une contribution pratique sous la forme d'une application logicielle, "**Cutting-Optimization Pro**". Développée en collaboration par l'ingénieur en génie civil et développeur, cette application a pour objectif de résoudre le problème de l'optimisation de la découpe, offrant ainsi un outil puissant aux ingénieurs, techniciens et gestionnaires de projets.

VIII.2 Présentation de l'Application "Cutting-Optimization Pro"

"Cutting-Optimization Pro" est une application de bureau conçue pour automatiser et optimiser le processus de calepinage des profilés en acier. En utilisant un algorithme d'optimisation avancé, l'application détermine la manière la plus efficace de découper les pièces requises à partir des barres standards, dans le but de minimiser le taux de chute et, par conséquent, les coûts de matière.

VIII.2.1 Fonctionnalités Clés

L'application intègre plusieurs fonctionnalités conçues pour répondre aux besoins concrets des professionnels de la construction métallique :

1. **Importation Automatisée des Données** : Pour éviter la saisie manuelle fastidieuse et les risques d'erreur, l'application peut importer directement la liste des débits (profilés

et longueurs requises) à partir de rapports générés par le logiciel de modélisation de structures **Tekla Structures** (fichiers .xsr), ou depuis des fichiers Excel.

2. **Paramètres Configurables** : L'utilisateur a le contrôle sur les paramètres essentiels du processus :
 - **Longueur des barres standards** disponibles en stock.
 - **Épaisseur du trait de scie (kerf)**, pour une précision accrue dans les calculs.
 - **Prix de l'acier au kilogramme**, permettant une estimation financière précise.
3. **Algorithme d'Optimisation** : Le cœur de l'application repose sur une implémentation de l'algorithme de "Bin Packing", un problème d'optimisation classique. L'algorithme analyse des milliers de combinaisons de découpe pour trouver la solution qui utilise le moins de barres et génère le minimum de déchet.
4. **Visualisation des Résultats** : Les résultats sont présentés de manière claire et intuitive, incluant :
 - Un plan de découpe détaillé pour chaque barre standard, sous forme de tableau et de graphique.
 - Le nombre total de barres standards nécessaires pour réaliser l'ensemble des pièces.
 - Le poids total d'acier requis et le coût global estimé.
 - Le pourcentage de chute (déchet), permettant de quantifier l'efficacité de l'optimisation.
5. **Exportation de Rapports** : L'application peut générer un rapport complet au format **PDF**. Ce document synthétise tous les résultats et les plans de découpe, et peut être facilement partagé, archivé ou transmis à l'atelier pour exécution.

VIII.2.2 Technologies et Interface Utilisateur

"Cutting-Optimization Pro" a été développé en langage **Python**, en s'appuyant sur la bibliothèque **PyQt5** pour créer une interface graphique (GUI) robuste et conviviale. Le choix de ces technologies permet d'offrir une application multiplateforme, performante et facile à utiliser, même pour des utilisateurs non-experts en informatique.

L'interface est conçue pour être intuitive, avec une section dédiée à la saisie des paramètres et à l'importation des données, et une autre section pour l'affichage détaillé des résultats de l'optimisation.

VIII.3 Avantages et Impact sur le Terrain

L'utilisation de "Cutting-Optimization Pro" dans le cadre de projets de construction métallique offre plusieurs avantages significatifs :

- **Avantage Économique** : La réduction du taux de chute, qui peut passer de 15-20% dans un processus manuel à moins de 5% avec l'optimisation, se traduit par des économies substantielles sur l'achat de la matière première.
- **Gain de Temps et d'Efficacité** : L'automatisation du calcul du calepinage libère les ingénieurs et les techniciens d'une tâche longue et complexe, leur permettant de se concentrer sur d'autres aspects critiques du projet.
- **Fiabilité et Précision** : L'application élimine les erreurs humaines potentielles lors des calculs manuels et assure une planification précise et fiable.
- **Développement Durable** : En minimisant le gaspillage de l'acier, l'application contribue à des pratiques de construction plus durables et respectueuses de l'environnement.

VIII.4 Evaluation fonctionnelle de l'Application

Exemple de teste :

Ont choisie deux types de profilé (HEA140, IPE270) le calcule est dans le tableau suivante :

Tableau VIII. 1: Récapitulatif du calcul des profils métalliques

Type	Weight/m (kg)	Stock Length	QTY	Total Weight (kg)	Percentage	Total Price
HEA140	99.343	12000	14	1390,8	31.7%	222528.000
IPE270	149.950	12000	6	899,7	20.5%	143952.000
TOTAL				4389.500	100%	702320.000
ED TOTAL (+{0}%) (12.0%)				4916.240	112%	786598.400

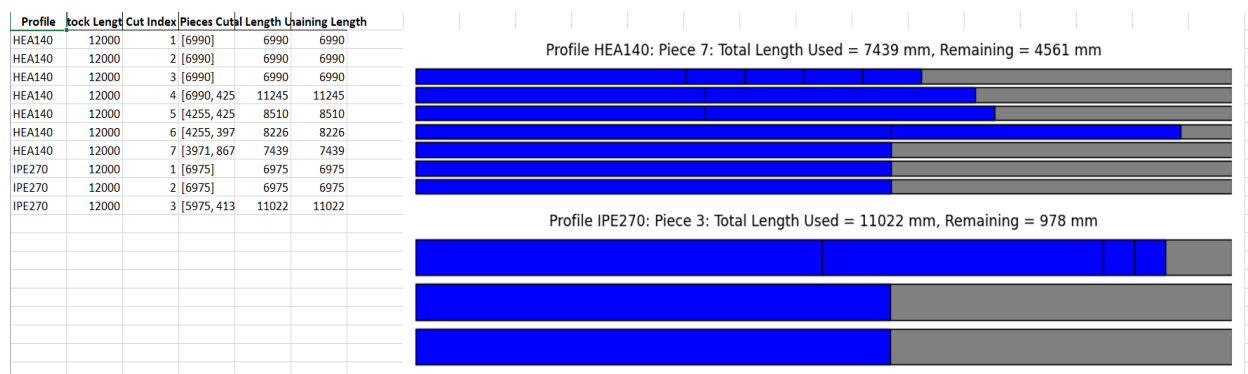


Figure VIII. 1: Optimisation de coupe des profilés.

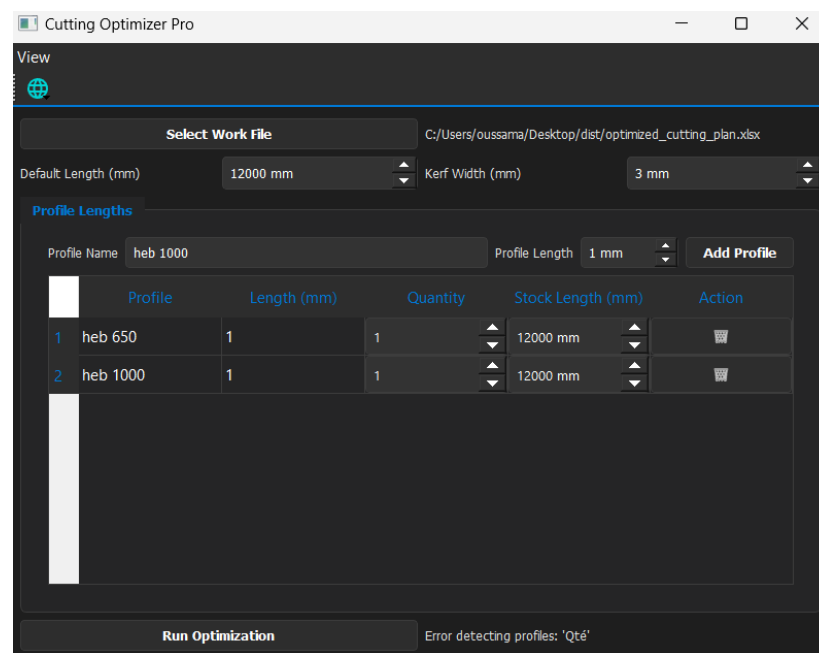


Figure VIII. 2: Interface de saisie des profils dans cutting optimizer pro.

VIII.5 Conclusion

- "Cutting-Optimization Pro" représente une contribution concrète à l'interface entre le génie civil et l'informatique. En apportant une solution numérique à un problème pratique et universel dans la construction métallique, cette application démontre comment la technologie peut être mise au service de l'efficacité, de l'économie et de la durabilité.
- Cet outil constitue un atout précieux pour les entreprises de construction, en leur permettant de mieux contrôler leurs coûts, de rationaliser leurs opérations d'atelier et de renforcer leur compétitivité. Son développement s'inscrit parfaitement dans la démarche de l'ingénieur moderne, qui doit non seulement concevoir des structures sûres et fonctionnelles, mais aussi chercher en permanence à optimiser les processus de leur réalisation.
- Cette recherche peut être prise en considération pour le développement par les entreprises. De plus, la fonctionnalité de l'application peut également être améliorée et réadaptée.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a consisté en l'étude complète d'un bâtiment commercial (R+9+S/S) en charpente métallique, situé à Blida, une région de forte sismicité (Zone VI). La conception a été menée en stricte conformité avec le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2024) pour assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

La démarche a débuté par un pré-dimensionnement des éléments, suivi d'une analyse dynamique modale spectrale sur ETABS. Le processus itératif a démontré la nécessité d'intégrer un système de contreventement par palées en V pour satisfaire les critères réglementaires de déplacement et d'efforts. Tous les éléments structurels, les assemblages et les fondations, pour lesquels un radier général a été retenu, ont été vérifiés selon les normes en vigueur (Eurocodes, CCM97).

Au-delà de l'étude de conception, ce travail se distingue par une contribution pratique : le développement de l'application "Cutting-Optimization Pro". Cet outil répond à un enjeu industriel majeur en optimisant la découpe des profilés métalliques, permettant ainsi une réduction significative des chutes de matière et des coûts associés, tout en promouvant une approche de construction plus durable.

Ce projet a non seulement permis de valider la conception d'une structure complexe en zone sismique, mais il ouvre également des perspectives pour des analyses plus poussées (études non-linéaires) et pour l'amélioration continue de l'outil d'optimisation développé. Il représente l'aboutissement de notre formation, alliant la rigueur du calcul réglementaire, la modélisation avancée et l'innovation pratique.

Références bibliographiques

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2024.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DEL'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44, REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 »,
- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- Recommandations pour l'application de la nf en 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment juillet 2017.
- C.B.A.93, règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- Cours charpente métallique (Master 1) : « Mr. B. MENADI » et « Mr. SETHI ».
- Cours du béton armé (2^{ème} ; 3^{ème} ; Master 1).
- Cours de la dynamique des structures (Master 1) : « Mme. CHERFA ».
- Cours de la résistance des matériaux (2^{ème} ; 3^{ème} ; Master 1).
- <https://www.optimalprograms.com/cutting-optimization/>
- Cours de bâtiments « Mr. A. ZEHAFF ».
- Cours construction mixte (Master 1) : « Mr. A. ZAHAF » et « Mme.W. BADIS ».
- Cours mécanique des sols (Fondations) (Licence) : « Mr.Y.SAIL ».
- Cours Calcul des fondations (Master 2) : « Mme .N .AOUALI ».
- Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.

Annexes

Annexe A

Fiche technique tôle Hi-bond 55 :

HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat

Identification

Épaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Épaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

Valeurs de calcul

Épaisseur t en mm	Épaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance i/v ₁	i/v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais	
		***	****	***	****	***	****	***	****	***	****	***	****	***	****	***	****
(acier)	10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
(béton)	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
	18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
(bois)	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

pour les valeurs en italique, l'éclatement du plancher est supérieur à 36

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

Annexe B

- Coefficient relative aux résistances :

2. COEFFICIENTS RELATIFS AUX RESISTANCES

Tableau 3 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M sur les résistances					
Référence dans PEC3	Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
5.1.1(2)	Résistance des sections	γ_{M0}	- Résistance des sections . de Classe 1, 2 ou 3	1,1	1,0 ou 1,1
		γ_{M1}	. de Classe 4	1,1	1,1
		γ_{M2}	- Résistance de section nette au droit des trous de boulons	1,25	1,25
5.1.1(2)	Résistance des éléments	γ_{M1}	- Résistance aux instabilités	1,1	1,1
6.1.1(2) K.1	Résistance des assemblages	γ_{Mb}	- Assemblages boulonnés . résistance au cisaillement	1,25	1,25
			. résistance à la traction	1,25	1,50
		γ_{Mr}	- Assemblages rivés	1,25	1,25
		γ_{Mp}	- Résistance des axes d'articulation	1,25	1,25
		γ_{Mw}	- Assemblages soudés . acier Fe 360	1,25	1,25
			. acier Fe 430	1,25	1,30
			. acier Fe 510	1,25	1,35
		γ_{Mj}	- Assemblages tubulaires	$\gamma_{M1}/1,1$	1,0
6.5.8.1(3)	Résistance des boulons HR au glissement	$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU	1,25	1,10
		$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU, avec trous surdimensionnés et trous oblongs	1,40	1,25
		$\gamma_{Ms,ser}$	- aux ELS	1,10	1,20
9.3.4(4)	Résistance à la fatigue	γ_{Mf}	- Eléments "redondants"	1,00 à 1,15	1,00 à 1,15
			- Eléments "non redondants"	1,25 à 1,35	1,25 à 1,35
Y.4.1(3)	Coefficient pour charge d'essai de réception	-	- Poids propre	1,00	1,00
			- Autres charges permanentes	1,15	1,00
			- Charges variables	1,25	1,00

▪ Classification des éléments :

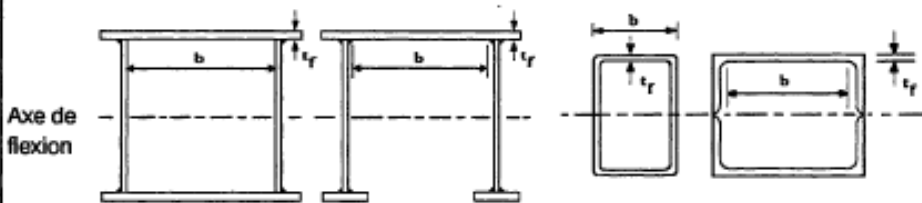
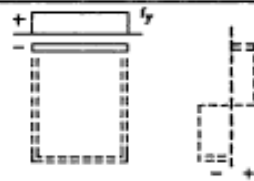
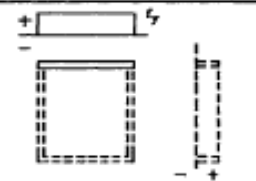
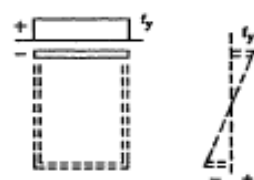
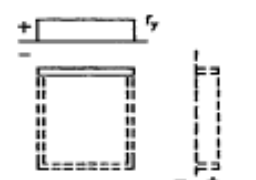
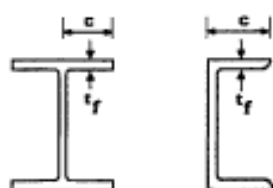
Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

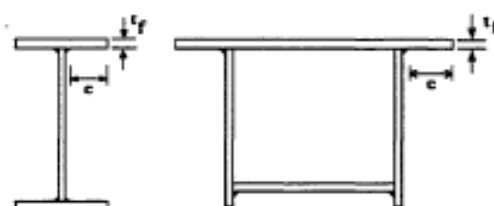
Tableau 5.3.1
(Feuille 3)

Rapports largeur-épaisseur maximaux
pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



Sections laminées

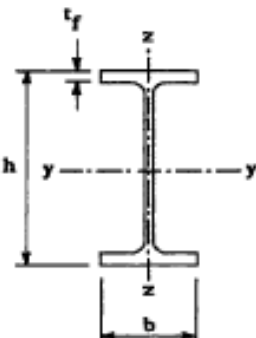
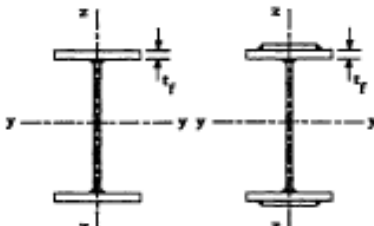
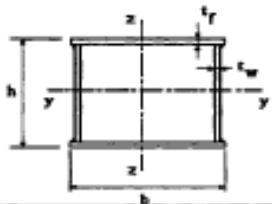


Sections soudées

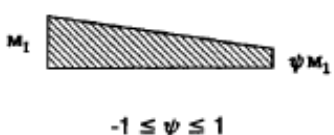
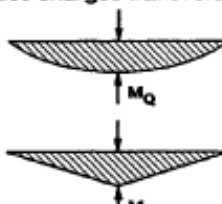
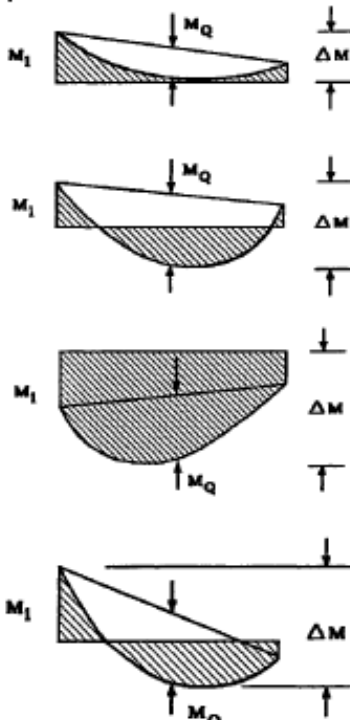
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
		Pour k_σ voir tableau 5.3.3			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

Pour k_σ voir tableau 5.3.3

▪ Choix de courbe de flambement :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2			

- Facteur de moment uniforme équivalent :

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M$ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$
Figure 5.5.3 Facteurs de moment uniforme équivalent	

▪ Coefficient C1 C2 :

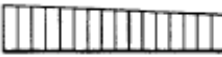
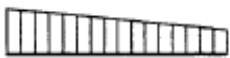
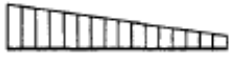
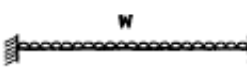
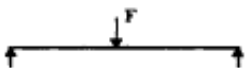
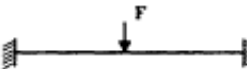
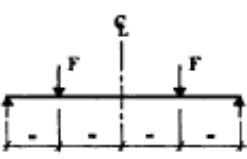
Tableau F.1.1 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

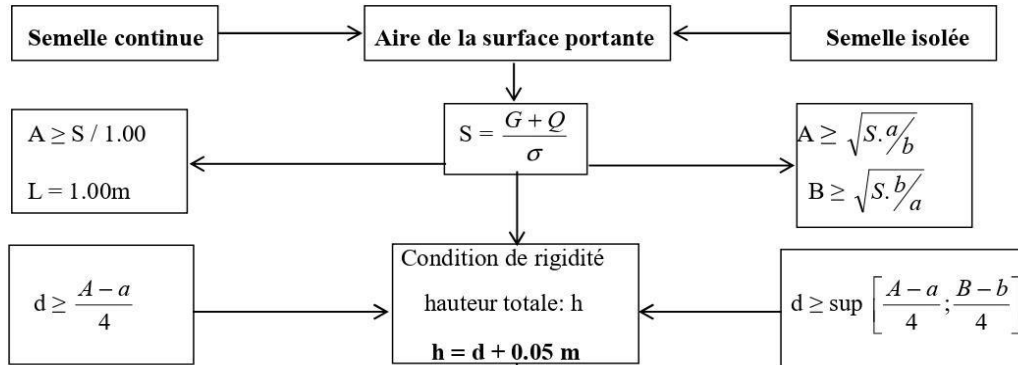
- Coefficient de reduction :

Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction χ				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

EL MEHDI DRIOUICH
CALCULE BETON ARMEE
T.S.G.O et T.D.B
SEMELLES DE FONDATION

Données :	$N_u = 1.35G + 1.5Q$
Combinaison de base	: N_{ser} ; N_u $1N=10^{-3}KN=10^{-6}MN$
Section de la semelle	: A ; B
Section du poteau	: a ; b
Matériaux	: f_c ; $\bar{\sigma}_{sol}$; $\bar{\sigma}_{st}$ $1Bar=0.1MPa$

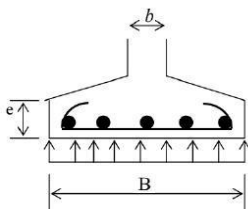
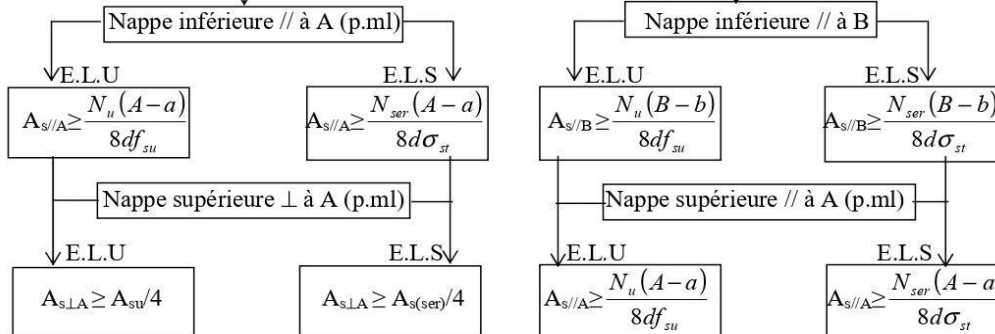


Condition $\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$ $L \cdot I \cdot h \cdot 0.025 MN/m^3$

$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + p \cdot \text{semelle}}{\text{surface semelle}}$

Semelle continue **Semelle isolée**

Détermination des aciers



Fissuration très préjudiciable

$\bar{\sigma}_{st} = \inf(0.5f_t; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

$f_{su} = f_s/\gamma_s \quad 1.15$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3}f_t; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

$\eta = 1.6$ pour aciers HA diamètre $\geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1.3$ pour aciers HA si diamètre $< 6 \text{ mm}$

NATURE DU SOL	$\bar{\sigma}_{sol} \text{ (MPa)}$
Roches peu fissurées saines	0.75 à 4.5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0.35 à 0.75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0.20 à 0.40
Argiles	0.10 à 0.30

Fissuration peu préjudiciable

$\sigma_{st} \leq f_t$

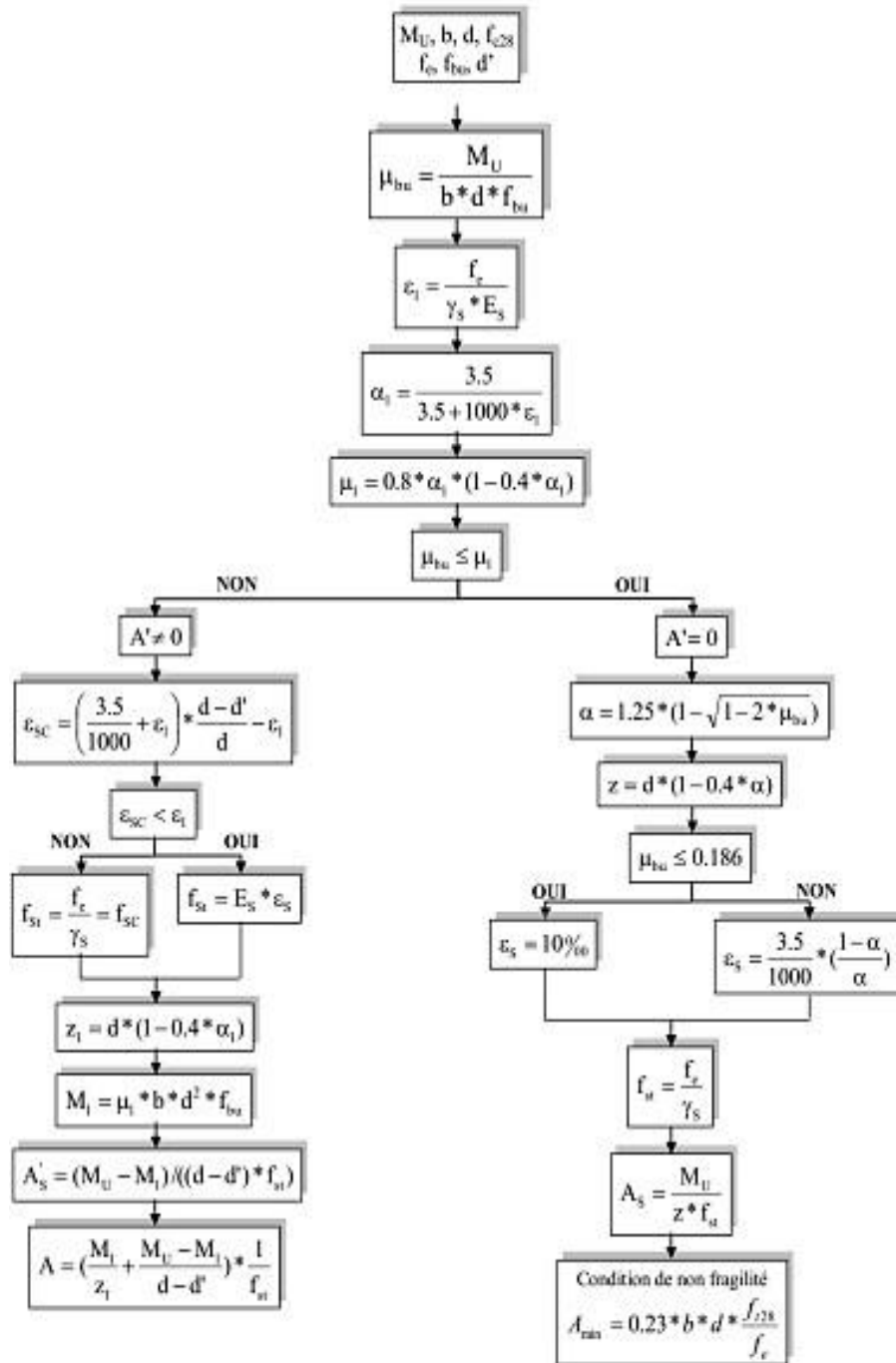
- Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

	ELU $\mu = 0$		ELS $\mu = 0.2$	
l_x/l_y	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

- Organigramme flexion simple

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



II. Annexe 1 assemblage poteau poutre secondaire

Platines

Nom	t_p [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Résultat
C-bfl 1	33,0	LE1	276,0	0,5	24,9	OK
C-tfl 1	33,0	LE1	275,8	0,4	0,0	OK
C-w 1	17,5	LE1	275,1	0,0	0,0	OK
B-bfl 1	11,5	LE1	272,2	0,2	0,0	OK
B-tfl 1	11,5	LE1	279,5	2,1	0,0	OK
B-w 1	7,5	LE1	276,6	0,8	0,0	OK
EP1	20,0	LE1	275,2	0,1	53,1	OK
WID1a	20,0	LE1	283,4	4,0	0,0	OK
WID1b	20,0	LE1	275,1	0,1	0,0	OK
WID1c	20,0	LE1	170,4	0,0	0,0	OK
WID1d	20,0	LE1	275,7	0,3	0,0	OK
RAID1a	20,0	LE1	275,1	0,1	0,0	OK
RAID1b	20,0	LE1	275,1	0,1	0,0	OK
RAID2a	20,0	LE1	275,3	0,1	0,0	OK
RAID2b	20,0	LE1	275,3	0,1	0,0	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explication des symboles

t_p	Épaisseur de platine
σ_{Ed}	Contrainte équivalente
ϵ_{pl}	Déformation plastique
$\sigma_{c,Ed}$	Contrainte de contact
f_y	Limite d'élasticité
ϵ_{lim}	Déformation plastique limite

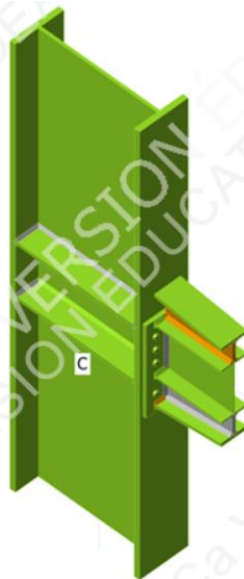


Fig de verifcation globale EL1

Données de conception

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M18 8.8 - 1	110,6	370,5	73,7

Explication des symboles

$F_{t,Ed}$	Effort de traction
$F_{v,Ed}$	Résultante des efforts de cisaillement V_y et V_z de boulon aux plans de cisaillement
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de platine EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
U_t	Usage en traction
U_{ts}	Utilisation en cisaillement
U_{ts}	Interaction de traction et cisaillement EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Résistance à la traction de boulon EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement de boulon EN 1993-1-8 – Tab. 3.4

Soudures

Élément	Bord	T_w [mm]	L [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{pI} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	U_t [%]	U_{ts} [%]	Principes de construction	Résultat
EP1	B-bfl 1	12,0	160	LE1	274,4	0,0	-88,8	-121,7	-87,5	67,8	45,5	OK	OK
		12,0	160	LE1	287,1	0,0	-119,8	86,8	123,1	70,9	45,3	OK	OK
EP1	B-tfl 1	12,0	159	LE1	185,4	0,0	-42,6	-15,4	103,0	45,8	36,1	OK	OK
		12,0	160	LE1	275,4	0,0	-160,3	89,4	93,4	68,0	54,3	OK	OK
EP1	B-w 1	12,0	317	LE1	120,4	0,0	21,7	23,0	-64,4	29,7	18,4	OK	OK
		12,0	317	LE1	136,0	0,0	-19,0	7,3	-77,4	33,6	20,2	OK	OK
EP1	WID1a	12,0	20	LE1	398,0	0,9	-216,0	-3,4	-193,0	98,3	86,5	OK	OK
		12,0	20	LE1	397,7	0,7	194,8	58,8	-191,4	98,3	85,8	OK	OK
B-tfl 1	WID1a	12,0	411	LE1	398,0	0,9	-144,0	0,8	214,2	98,3	75,2	OK	OK
		12,0	411	LE1	398,0	0,9	150,9	-7,3	212,5	98,3	73,8	OK	OK
WID1b	WID1a	12,0	413	LE1	220,9	0,0	-2,1	-5,0	-127,4	54,6	40,8	OK	OK
		12,0	413	LE1	223,6	0,0	2,2	-5,1	-129,0	55,2	40,6	OK	OK
EP1	WID1c	12,0	164	LE1	118,0	0,0	32,8	20,1	-62,3	29,2	18,2	OK	OK

C-bfl 1	RAID1b	▲ 10,0	141	LE1	173,6	0,0	-79,7	-30,6	83,6	42,0	32,2	OK	OK
		▲ 10,0	141	LE1	179,4	0,0	116,1	-40,3	67,8	44,3	32,2	OK	OK
C-w 1	RAID1b	▲ 10,0	732	LE1	194,0	0,0	-7,7	-5,1	111,8	47,9	30,5	OK	OK
		▲ 10,0	732	LE1	197,0	0,0	-5,8	4,6	113,6	48,7	31,1	OK	OK
C-tfl 1	RAID1b	▲ 10,0	141	LE1	209,9	0,0	101,4	49,3	94,0	51,9	39,1	OK	OK
		▲ 10,0	141	LE1	184,8	0,0	-115,0	25,8	79,4	45,7	36,4	OK	OK
C-bfl 1	RAID2a	▲ 10,0	141	LE1	343,1	0,0	-221,4	-116,8	98,2	84,8	52,2	OK	OK
		▲ 10,0	141	LE1	148,5	0,0	4,7	-28,5	80,8	36,7	30,4	OK	OK
C-w 1	RAID2a	▲ 10,0	732	LE1	210,8	0,0	-9,0	-7,5	121,3	52,1	32,9	OK	OK
		▲ 10,0	732	LE1	249,9	0,0	7,6	-6,1	144,1	61,8	40,7	OK	OK
C-tfl 1	RAID2a	▲ 10,0	141	LE1	217,1	0,0	133,7	46,2	87,3	53,7	41,7	OK	OK
		▲ 10,0	141	LE1	193,2	0,0	-104,5	41,3	84,2	47,7	37,3	OK	OK
C-bfl 1	RAID2b	▲ 10,0	141	LE1	196,7	0,0	-36,0	-5,8	111,5	48,6	37,5	OK	OK
		▲ 10,0	141	LE1	286,3	0,0	129,9	-99,6	108,5	70,7	53,1	OK	OK
C-w 1	RAID2b	▲ 10,0	732	LE1	251,5	0,0	-7,8	-6,3	145,0	62,2	40,4	OK	OK
		▲ 10,0	732	LE1	209,1	0,0	8,8	-7,4	120,4	51,7	33,0	OK	OK
C-tfl 1	RAID2b	▲ 10,0	141	LE1	194,4	0,0	105,2	41,8	84,6	48,0	37,4	OK	OK
		▲ 10,0	141	LE1	217,6	0,0	-133,9	46,1	87,6	53,8	41,8	OK	OK

Données de conception

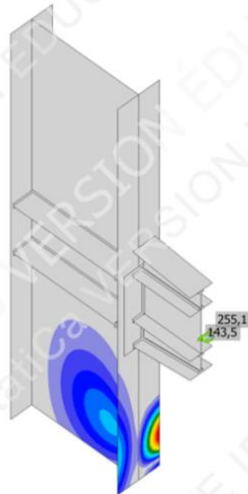
Matériau	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

T_w	Épaisseur a
L	Longueur
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
ϵ_{pl}	Déformation
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$T_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$T_{ }$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
Ut	Utilisation
$U_{t,c}$	Estimation de capacité de la soudure
▲	Soudure d'angle
f_u	Résistance ultime de soudure
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$0,9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire : $0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	20,01
	2	21,00
	3	22,50
	4	25,72
	5	30,35
	6	34,28



Forme du premier module de voilement, LE1

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
Facteur de sécurité γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Facteur de sécurité γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Facteur de sécurité γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1 – 6.1, EN 1993-1-8 – Tableau 2.1
Facteur de sécurité γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8 – Tableau 2.1
Facteur de sécurité γ_C	1,50	-	EN 1992-1-1 – 2.4.2.4
Facteur de sécurité γ_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4 – Tableau 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0,67	-	EN 1993-1-8 – 6.2.5(7)
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 – Tableau 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Principes de construction	Oui		
Entraxe [d0]	2,20	-	EN 1993-1-8 – Tableau 3.3
Pince [d0]	1,20	-	EN 1993-1-8 – Tableau 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		
Utiliser σ_b calculé dans la vérification de pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8 – Tableau 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Oui		
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 – 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8 – 5.2.2.5

III. Annexe 2 assemblage poteau poteau

Donnes et conception :

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

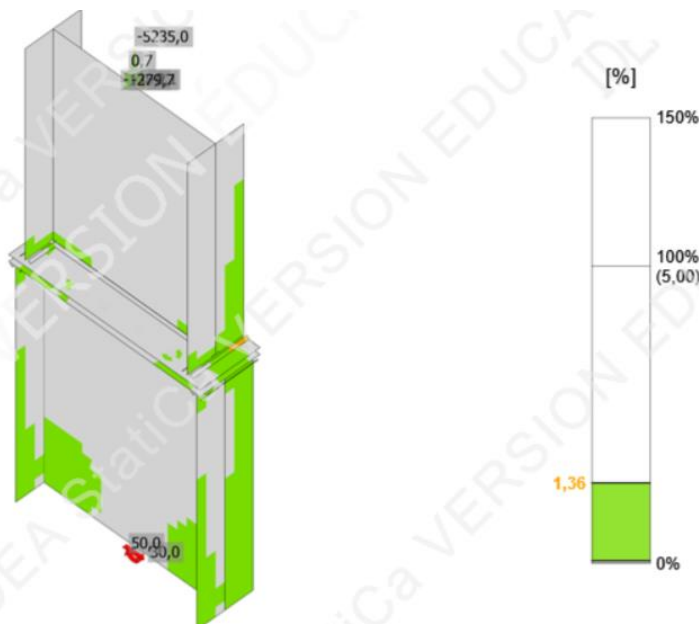


Fig de vérification deformation

• Boulons

Forme	Élément	Classe	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t1} [%]	U_{t2} [%]	U_{t3} [%]	Principes de construction	Résultat
	B1	M36 10.9 - 1	LE2	527,6	47,2	587,4	89,7	14,4	78,5	OK	OK
	B2	M36 10.9 - 1	LE2	553,2	19,7	587,4	94,0	6,0	73,2	OK	OK
	B3	M36 10.9 - 1	LE2	533,7	20,3	587,4	90,7	6,2	71,0	OK	OK
	B4	M36 10.9 - 1	LE2	535,4	12,2	587,4	91,0	3,7	68,7	OK	OK
	B5	M36 10.9 - 1	LE2	540,3	25,6	587,4	91,8	7,8	73,4	OK	OK
	B6	M36 10.9 - 1	LE2	541,8	18,0	587,4	92,1	5,5	71,3	OK	OK
	B7	M36 10.9 - 1	LE2	546,6	53,8	587,4	92,9	16,5	82,9	OK	OK
	B8	M36 10.9 - 1	LE2	575,7	26,5	587,4	97,9	8,1	78,0	OK	OK

Données de conception

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M36 10.9 - 1	588,2	1389,0	326,8

- Soudures

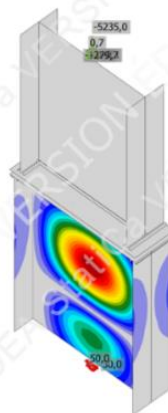
Élément	Bord	T _w [mm]	L [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	U _t [%]	U _t [%]	Principes de construction	Résultat
PP1a	B1-bff 1	10,5	260	LE1	401,9	3,2	-183,0	-205,4	21,6	99,3	93,4	OK	OK
		10,5	299	LE1	403,5	4,3	-212,9	195,7	-29,7	99,7	93,4	OK	OK
PP1a	B1-tff 1	10,5	299	LE1	403,3	4,1	-214,0	-195,5	26,9	99,7	93,7	OK	OK
		10,5	299	LE1	401,6	3,1	-181,8	205,9	-18,3	99,2	93,8	OK	OK
PP1a	B1-w 1	10,5	864	LE1	359,0	0,0	-109,2	-173,6	94,2	88,7	52,9	OK	OK
		10,5	864	LE1	396,9	0,2	-217,7	184,1	-53,2	98,1	77,1	OK	OK
PP1b	B2-bff 1	10,5	260	LE1	401,5	3,0	-190,1	-181,2	-93,9	99,2	93,9	OK	OK
		10,5	300	LE1	399,4	1,7	-171,2	186,0	93,7	98,7	90,5	OK	OK
PP1b	B2-tff 1	10,5	300	LE1	399,2	1,6	-173,2	-186,5	-91,3	98,7	90,8	OK	OK
		10,5	299	LE1	401,1	2,8	-189,6	181,4	93,5	99,1	93,9	OK	OK
PP1b	B2-w 1	10,5	962	LE1	396,7	0,1	-105,6	-210,0	-68,1	98,0	84,7	OK	OK
		10,5	962	LE1	364,9	0,0	-82,2	135,6	154,1	90,2	52,7	OK	OK

Données de conception

Matériau	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

- Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	4,25
	2	4,30
	3	4,80
	4	4,90
	5	6,35
	6	7,33
LE2	1	47,15
	2	50,60
	3	51,41
	4	51,76
	5	55,56
	6	57,75



IV. Annexe 3 : assemblage pied de poteau

 v.	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	 Ratio 0,94
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEB 1000		
$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	1000	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	36	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	30	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	400,05	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	644748,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1400$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 800$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 70$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24
 $f_{ypd} = 215,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 410,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 42$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 11,20$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 13,85$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 1200$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 150; 220$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
 $L_2 = 1300$ [mm]
 $L_3 = 96$ [mm]

Plaque d'ancrage

$d = 100$ [mm] Diamètre
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER
 $f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

Platine

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

RAIDISSEUR

$l_s = 1400$ [mm] Longueur
 $w_s = 800$ [mm] Largeur
 $h_s = 600$ [mm] Hauteur
 $t_s = 30$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1700$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1500$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON30
 $f_{ck} = 30,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 30$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels
 $N_{j,Ed} = -7200,00$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -3,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -30,90$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -18,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -187,40$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 17,99$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$
 $c = 140$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 315$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 579$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 1827,36$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 8832,00$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 8034,73$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 29,31$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 9920,45$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 2876,47$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 4828,40$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 29079,57$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 8431,72$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 14153,36$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 4,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{el,y} = 37684,86$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 10363,34$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 1014$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 10221,83$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $W_{el,z} = 10867,69$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,z} = 2988,62$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 370$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$
 $F_{c,fc,Rd,z} = 8075,05$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 29079,57$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 8431,72$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 8075,05$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,25 < 1,00$	vérifié	(0,25)
$e_y = 3$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 507$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 600$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 41,95$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,43 < 1,00$	vérifié	(0,43)
$e_z = 26$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 185$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 295$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 368,52$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,51 < 1,00$	vérifié	(0,51)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,94 < 1,00$	vérifié	(0,94)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,80$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,80$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 1707,20$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,76$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,76$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 1625,91$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,32$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 13,85$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 600,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 210,81$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 7200,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 2160,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 3846,47$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 3846,47$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	85,54 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	855,40 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	166 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	178102,90 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	4,61 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	24,20 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	47,52 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	82,44 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1) } 0,38 < 1,00$			
			vérifié (0,38)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	103,50 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	940,94 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	125 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	203735,83 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2,79 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	27,69 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	52,27 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	90,59 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1) } 0,42 < 1,00$			
			vérifié (0,42)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	28,23 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	28,23 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,05 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-0,22 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,11 < 1,00$			
			vérifié (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,16 < 1,00$			
			vérifié (0,16)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,11 < 1,00$			
			vérifié (0,11)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	166,33 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,84 < 1,00$			
			vérifié (0,84)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	40,66 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	40,66 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	52,27 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	121,70 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,35 < 1,00$			
			vérifié (0,35)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	100,81 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	100,81 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	58,72 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	100,81	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	225,82	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,66 < 1,00				vérifié (0,66)
Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)				
$\sigma_{\perp} =$	100,81	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	100,81	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	67,67	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	233,21	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,68 < 1,00				vérifié (0,68)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	315	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	579	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,y} =$	54	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	258	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	41	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	543	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	467	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,14		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	5858574,89	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	8123824,80	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,z} =$	88	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	575	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	111	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	61	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	467	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,90		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	1269083,77	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	205075,08	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,94