

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



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

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Constructions métalliques et mixtes

Thème

ETUDE D'UN HANGAR DE MAINTENANCE EN CHARPENTE
METALLIQUE AVEC UN PONT ROULANT DE CAPACITÉ 14 TONNES.

Présenté par :

- CHENOUF Sifeddine
- FELLAH Billal

Devant les membres de jury :

M ^r : SLITANE MOHMED	U. Saad Dahleb-Blida	President
M ^r : YAHYAOUI WALID	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
M ^r : RAHMANI KHALED	U. Saad Dahleb-Blida	Encadrant

Blida, Novembre 2022

REMERCIEMENT

TOUT D'ABORD, NOUS TENONS A REMERCIER DIEU, DE NOUS AVOIR DONNE LA SANTE, LA VOLONTE ET LA PATIENCE POUR MENER A TERME NOTRE FORMATION DE MASTER,

*UN GRAND MERCI A NOTRE PROMOTEUR, **MR. RAHMANI**, D'AVOIR ACCEPTE DE DIRIGER CE TRAVAIL AVEC COMPETENCE ; QU'IL TROUVE ICI L'EXPRESSION DE MA PROFONDE GRATITUDE.*

*NOUS TENONS A REMERCIER VIVEMENT MADAME **BADIS WARDA**, POUR SA DISPONIBILITE PERMANENTE, POUR SON AIDE ET SES ORIENTATIONS PRECIEUSE, TOUT LE LONG DE CE PROJET.*

NOUS REMERCIONS LES MEMBRES DE JURY QUI NOUS FONT L'HONNEUR DE PRESIDER ET D'EXAMINER CE MODESTE TRAVAIL.

ON TIENT ENFIN A REMERCIER TOUS NOS ENSEIGNANTS ET CAMARADES, AINSI QUE TOUTES PERSONNES QUI NOUS ONT SOUTENUES.

DEDICACE

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

À ma famille

À ma tendre maman, aucun mot ne peut exprimer l'amour et le respect que j'ai pour cette femme si patiente, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'étude.

Que dieu les protèges et préserve leur santé.

À ma famille, qui m'ont toujours soutenues dans mon parcours.

À mes amis :

Je dédie ce travail par la même occasion à mes chers amis (e) qui ont partagé avec moi les moments d'émotions et de joie lors de mon parcours scolaire.

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة حظيرة صيانة برافعة علوية. تم اختيار المشروع لينفذ في ولاية- سكيكدة -في منطقة زلزالية **II A** وفقا للقواعد RPA99 version2003. يتكون هذا العمل من مقدمة ووصف لمكونات الهيكل وكذلك خواص المواد المستعملة (الحديد والخرسانة) والمراجع المعتمدة في المشروع. تم أيضا حساب وتحليل التأثيرات المناخية حسب قواعد **RNV2013** ، تم التصميم المبدئي العناصر الحاملة والتحقق منها وفقا للمراجع التالية EC3، RPA99version2003 ، CCM97. اما التحليل الزلزالي للمنشأة فقد تم بواسطة برنامج ETABS للتحليل الديناميكي. ختمنا هذه الدراسة بحساب أنماط الربط بين مختلف العناصر الانشائية باستخدام برنامج Robot Structural Analysis بالإضافة الى دراسة أساسات الهيكل.

RESUME

Le présent mémoire, consiste à un hangar de maintenance avec un pont roulant en charpente métallique dans la wilaya de Skikda classée comme zone de forte sismicité **IIA** selon le **RPA99 ver2003**.

Il concerne en premier l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés et les règlements adoptés. L'étude climatique a été fait également selon le **RNV2013**.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **CCM97, BAEL91, EC3** et **RPA99 ver2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée en utilisant le logiciel ETABS.

Cette étude termine par le calcul des assemblages des différents éléments structuraux, en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis. Ainsi que l'étude des fondations.

ABSTRACT

As part of our graduation project, we have studied a maintenance hangar with an overhead crane. This building is located in Skikda which is classified as a high seismic area **II-A**, according to the **RPA99 version2003**.

The work consists of the introduction and description of the elements of the structure as well as the characteristics of the used materials and the adopted regulations. The climatic study was also performed according to the **RNV2013**.

The pre design and verifications of the load bearing elements was done according to **CCM97, BAEL91, EC3** and **RPA99 version2003**. The seismic analysis of the structure was performed using the Etabs software.

This study concludes with the design of the steel connections of the various structural elements using Robot Structural Analysis software and the study of the foundations.

Sommaire

REMERCIEMENT

DEDICACE

ملخص

RESUME

ABSTRACT

Sommaire

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : Présentation de projet

I.1. Introduction 4

I.2. Caractéristique géométrique 4

I.3. Système constructif 5

I.3.1. Type de remplissage des façades 5

I.3.2. Type de toiture 5

I.3.3. Les Ouvertures 5

I.3.4. Le pont roulant 5

I.3.5. Assemblages 5

I.4. Propriétés des matériaux utilisés 5

I.4.1. L'acier 5

I.4.2. Le béton 7

I.4.3. Coefficient de poisson 7

I.5. Les actions 7

I.6. Les combinaisons d'action 8

I.6.1. Situations durables 8

I.7. Règlements utilisés 9

Chapitre II : Etude Climatique

II.1. Action de la neige 11

II.1.1. Charge de la neige au sol 11

II.1.2. Coefficient de forme de la toiture 11

II.2. Action du vent	12
II.2.1. Hauteur de référence Z_e	13
II.2.2. Détermination de la pression dynamique de pointe	13
II.2.3. Calcul des coefficients de pression extérieur	14
II.2.4. Calcul des coefficients de pression intérieur.....	20
II.2.5 Calcul des pressions aérodynamique du vent.....	22
II.2.6. Détermination de la force de frottement	24
II.3. Conclusion.....	27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1. Introduction.....	29
III.2. Les pannes.....	29
III.2.1. Détermination du nombre et espacement entre les pannes	29
III.2.2. Evaluation des charges.....	29
III.2.3. Vérification à la sécurité	31
III.2.3.1. Vérification à l'état limite ultime.....	31
III.2.3.2. Vérification au cisaillement	32
III.2.3.3. Vérification au déversement.....	33
III.2.3.4. Vérification à l'état limite de service.....	34
III.2.4. Les pannes de toiture h=4,32m	35
III.2.5. Calcul des liernes	36
III.2.5.1. Sollicitation revenant au Tirant.....	36
III.2.5.2. Dimensionnement	37
III.3. Les lisses de bardage.....	37
III.3.1. Vérification de la lisse de long pan (Longueur 12m)	37
III.3.2. Evaluation des charges.....	38
III.3.3. Vérification à la flexion	39
III.3.4. Vérification au cisaillement	40
III.3.5. Vérification au déversement	41
III.3.6. Vérification à la flèche.....	43
III.3.7. Calcul de la section du lierne nécessaire	43
III.3.7.1. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicitée	43
III.3.7.2. Calcul de la section des liernes	44
III.4. Vérification de la lisse de pignon (Longueur 7m)	45

III.4.1. Evaluation des charges.....	45
III.4.2. Calcul de la section du lierne nécessaire	46
III.4.2.1. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicitée	46
III.4.2.2. Calcul de la section des liernes	46
III.5. Dimensionnement des potelets	47
III.5.1. Détermination nombre des potelets et l'espaceement	47
III.5.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....	47
III.5.1.2. Pré dimensionnement de l'élément.....	48
III.5.1.3. Vérification de la section a la résistance.....	48
III.5.1.5. Vérification au flambement	51
III.4.1.6. Vérification au déversement	51
III.5.2. Calcul de potelets (h=3,66m).....	51
III.5.2.1. Détermination nombre des potelets et l'espaceement	51
III.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges.....	51
III.5.2.3. Pré dimensionnement de l'élément.....	52
III.6. Conclusion	52

Chapitre IV : Etude Pont Roulent

IV.1. Introduction	54
IV.1.1. Charges verticales des appareils de levage — valeurs caractéristiques.....	56
IV.1.2. La charge utile	58
IV.1.3. Le choix du rail de roulement.....	58
IV.1.4. Action verticale.....	59
IV.1.5. Les charges roulantes	60
IV.1.6. Actions horizontales.....	61
IV.1.7. Forces résultant de l'accélération et de la décélération du pont le long de ses poutres de roulement.....	61
IV.1.8. Forces résultantes de la marche en crabe du pont en relation avec son déplacement le long des poutres de roulement	62
IV.1.9. Détermination des forces vertical	63
IV.1.10. Détermination des forces horizontale	66
IV.1.11. Excentricité de l'introduction de la charge	69
IV.1.12. Charges de fatigue	69
IV.2. Calcul de la poutre de roulement	70

IV.2.2. Description de la procédure de calcul de la poutre de roulement avec CRANEWAY	71
IV.2.3. Les procédures de travail dans logiciel.....	71
IV.2.3. Sommaire des vérifications	78
IV.3. Conclusion	79

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction.....	81
V.2. Objectif de l'étude sismique	81
V.3. Classification selon RPA99v2003	81
V.4. Méthode de calcul	81
V.4.1. La méthode modale spectrale.....	82
V.4.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent	83
V.4.3. Modèle 1	86
V.4.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle	88
V.4.3.2. Choix de la période fondamentale de la structure.....	88
V.4.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D.....	88
V.4.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	89
V.4.3.5. Vérifications des déplacements.....	89
V.4.4. Modèle final	90
V.4.4.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final	90
V.4.4.2. Choix de la période fondamentale de la structure.....	90
V.4.4.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D.....	90
V.4.4.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	91
V.4.4.5. Vérifications des déplacements.....	91
V.5. Conclusion	92

Chapitre VI : Vérification des éléments résistants

VI.1. Introduction	94
VI.2. Vérification des poteaux (HEA450)	94
VI.2.1. Vérification de la section à la résistance	94
VI.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités	95
VI.2.2.1. Vérification de l'élément vis-à-vis le flambement	95
VI.2.2.2. Vérification de l'élément vis-à-vis le déversement	99
VI.3. Vérification des traverses (IPE400).....	102

VI.3.1. Charges repaires sur la traverse	102
VI.3.2. Efforts sollicitant	103
VI.3.3. Classe de la section transversale.....	103
VI.3.4. Vérification de la résistance à la flexion composée.....	104
VI.3.5. Vérification de flambement	104
VI.3.6. Vérification de déversement	106
VI.3.7. Vérification de la flèche	107
VI.4. Vérification des contreventements	107
VI.4.1. Vérification de palée de stabilité en X.....	107
VI.4.2. Vérification de contreventement de toiture en X.....	108
VI.5. Conclusion	108

Chapitre VII : Étude des Assemblages

VII.1. Introduction	110
VII.2. Les différents modes d'assemblages	110
VII.3. Calcul des assemblages	111
VII.4. Calcul manuelle.....	112
VII.4.1. Assemblages poteau – traverse	112
VII.4.2. Assemblages contreventement – gousset(poteau).....	119
VII.4.2.1 Assemblages palées de stabilités.....	119
VII.4.2.2. Assemblages contreventement de toiture	120

Chapitre VIII : Calcul des Fondations

VIII.1. Introduction.....	123
VIII.2. Hypothèses de calcul.....	123
VIII.3. Conception	123
VIII.4. Dimensions de la semelle.....	124
VIII.4. 1. Etats limites de service : ELS	124
VIII.4. 2. Etats limites Ultime : ELU.....	125
VIII.5. Hauteur de la semelle.....	125
VIII.6. Poids de la fondation.....	126
CONCLUSION GENERALE.....	128

REFERENCES

ANNEXES

Liste des Figures

Figure I. 1: Vue en 2D (Bloc Industriel).....	4
Figure I. 2: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.....	6
Figure II. 1: Charge de la neige repartie.....	12
Figure II. 2: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant De la pression dynamique. .	13
Figure II. 3: Vue en élévation des zones de vents (parois).....	15
Figure II. 4: Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V1.....	15
Figure II. 5: Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1 $\theta=0^\circ$	16
Figure II. 6: Répartition des C_{pe} sur la toiture ($h=4,32m$) dans le sens V1 $\theta=0^\circ$	17
Figure II. 7: Répartition des C_{pe} sur la paroi verticale ($h=9,5m$) dans le sens V2 $\theta=90^\circ$...	18
Figure II. 8: Répartition des C_{pe} sur la toiture($h=10.82$) dans le sens V2 $\theta=90^\circ$	19
Figure II. 9: Répartition des C_{pe} sur la toiture($h=4.32m$) dans le sens V2 $\theta=90^\circ$	20
Figure II. 10: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.....	21
Figure II. 11: Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1.....	22
Figure II. 12: Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2.....	24
Figure II. 13: Les surfaces perpendiculaire et parallèle au vent.....	25
Figure II. 14: La force de frottement.....	26
Figure III. 1: Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne.....	30
Figure III. 2: Diagramme des pannes de la flexion déviée et les différents plans de charges.....	31
Figure III. 3: Diagramme des pannes de cisaillement.....	32
Figure III. 4: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure. 2	33
Figure III. 5: Diagramme des pannes de la flèche.....	34
Figure III. 6: Schéma représentant les liernes des pannes.....	36
Figure III. 7: Plan de chargement (z-z).....	38
Figure III. 8: Diagramme des lisses de la flexion simple.....	39
Figure III. 9: Diagramme des lisses de la flèche.....	43
Figure III. 10: Schéma représentant les liernes des lisses.....	44
Figure III. 11: Schéma représentant les liernes des lisses.....	46
Figure III. 12: Vue des potelets en partie de pignon.....	47

Figure IV. 1: Pont roulant.....	55
Figure IV. 2: Terminologie.....	55
Figure IV. 3: Schéma en 2D d'un pont roulant.....	55
Figure IV. 4: Principaux composants d'un pont roulant.....	56
Figure IV. 5: Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage. ...	56
Figure IV. 6: Les Caractéristiques et les dimensions du rail de roulement	59
Figure IV. 7: Excentricité d'application de la charge d'un galet	59
Figure IV. 8: Réaction des charges roulantes	61
Figure IV. 9: Forces d'accélération et décélération.....	62
Figure IV. 10: Marche en crabe du pont.....	63
Figure IV. 11: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un Chargement minimal sur la poutre de roulement.....	63
Figure IV. 12: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un Chargement maximal sur la poutre de roulement.....	65
Figure IV. 13: Les actions induits par le pont roulant sur la poutre de roulement	70
Figure IV. 14: Logo de logiciel CRANEWAY Dlubal.	70
Figure IV. 15: Choix des données de base.	72
Figure IV. 16: Géométriser la poutre de roulement.....	73
Figure IV. 17: Choix des sections.....	74
Figure IV. 18: Choix de type de section de profilé.....	74
Figure IV. 19: Choix de type de section de rail.....	75
Figure IV. 20: Choix des paramètres de la section additionnelle.....	75
Figure IV. 21: Les directions de mouvement et des forces données par CRANEWAY.	76
Figure IV. 22: Chargement de la poutre de roulement.....	77
Figure V. 1: Spectre de réponse.....	83
Figure V. 2: Modèle final « Vue en 3D ».. ..	87
Figure V. 3: Déplacement absolu sens X-X.....	91
Figure VI. 1: Facteur de distribution des poteaux continus.....	96
Figure VI. 2: Travers la plus sollicité.....	103
Figure VI. 3: Contreventements en X paroi vertical.....	107
Figure VI. 4: Contreventement en X de toiture.....	108

Figure VII. 1: Vue d'assemblage poteau – traverse.....	112
Figure VII. 2: Assemblage soudé traverse-platine.....	113
Figure VII. 3: Schéma distribution des boulons et des jarrets.	115
Figure VII. 4: Résultat de l'assemblage poteau HEA450 - traverse IPE400.....	118
Figure VIII. 1: Le schéma et dimension de fut.	124
Figure VIII. 2: Le schéma des efforts sur la semelle.	124
Figure VIII. 3: Le schéma de dimension de la semelle isolé.	125
Figure VIII. 4: Le schéma de ferrailage de la semelle isolé.	126

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	6
Tableau II. 1: Coefficients de forme-toiture un seul versant et deux versant ¹	11
Tableau II. 2: Les valeurs de la pression dynamique.....	14
Tableau II. 3: Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens V_1	15
Tableau II. 4: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V_1	16
Tableau II. 5: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture $h=4,32m$ sens V_1 ..	17
Tableau II. 6: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la paroi verticale ($h=9,5m$) sens V_2	18
Tableau II. 7: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture($h=10.82m$) sens V_2	19
Tableau II. 8: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture($h=4.32m$) sens V_2 .	20
Tableau II. 9: Les valeurs des surfaces des ouvertures	20
Tableau II. 10: Valeurs des pressions sur les parois verticale $h=9.5m$ dans le sens v_1	22
Tableau II. 11: Valeurs des pressions sur la toiture $h=10,82m$ dans le sens v_1	23
Tableau II. 12: Valeurs des pressions sur la toiture $h=4.32m$ dans le sens v_1	23
Tableau II. 13: Valeurs des pressions sur les parois verticale $h=9.5m$ dans le sens v_2	23
Tableau II. 14: Valeurs des pressions sur la toiture $h=4.32m$ dans le sens v_2	24
Tableau II. 15: Valeurs des pressions sur la toiture $h=10.83m$ dans le sens v_2	24
Tableau II. 16: Valeur des coefficients de frottement.	26
Tableau III. 1: Dimensionnement de la panne de toiture $h=4,32m$	35
Tableau III. 2: Dimensionnement des lisses de pignon	45
Tableau III. 3: Dimensionnement de potelet de pignon $h=3,66m$	52
Tableau IV. 1: Groupes des charges et des coefficients dynamiques à considérer comme une action caractéristique de l'appareil de levage.....	57
Tableau IV. 2: Valeurs des coefficients dynamiques ϕ_i pour les charges verticales ⁴	57
Tableau IV. 3: Groupes de charges et coefficients dynamique a considéré comme une seule action caractéristique induite par l'appareille de levage.....	69
Tableau IV. 4: Les charges verticales et horizontales.....	76
Tableau IV. 5: Les vérifications de la poutre de roulement.....	78

Tableau V. 1: Valeurs du facteur de qualité.	86
Tableau V. 2: Caractéristique de la force sismique.	86
Tableau V. 3: Eléments constituant la structure.	87
Tableau V. 4: Participation massique du modèle final..	88
Tableau V. 5: Vérification de déplacement relatif dans le sens (x-x).....	89
Tableau V. 6: Participation massique du modèle final.	90
Tableau V. 7: Vérification de déplacement relatif dans le sens (x-x).....	91
Tableau V. 8: Vérification de déplacement relatif dans le sens (y-y).....	92
Tableau V. 9: Réaction à la base.....	92
Tableau VI. 1: Caractéristique du poteau HEA450	94
Tableau VI. 2: Effort interne sous NsdMAX pour chaque poteau	100
Tableau VI. 3: Vérification de poteau vis-à-vis le flambement.....	100
Tableau VI. 4: Vérification de poteau vis-à-vis le déversement.....	100
Tableau VI. 5: Effort interne sous MysdMAX pour chaque poteau.....	100
Tableau VI. 6: Vérification de poteau vis-à-vis le flambement.....	101
Tableau VI. 7: Vérification de poteau vis-à-vis le déversement.....	101
Tableau VI. 8: Effort interne sous MzsdMAX pour chaque poteau.....	101
Tableau VI. 9: Vérification de poteau vis-à-vis le flambement.....	102
Tableau VI. 10: Vérification de poteau vis-à-vis le déversement.....	102
Tableau VII. 1: Classes des boulons	110
Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons.....	110

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.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	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 ($E = 210\ 000$ MPa).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
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.
- $F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

INTRODUCTION GENERALE

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

L'Algérie de sa part essaye de s'accommoder avec ce développement en introduisant la charpente métallique dans ses constructions vue les bonnes caractéristiques et les multiples avantages qu'elle présente dont on peut citer :

La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité.

L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.

Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre sa corrodabilité et sa fragilité vis à vis de l'eau présente un inconvénient considérable qui doit être traité de façon particulière pour éviter tout type de risque d'effondrement à cause de ces raisons.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à USDB sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans notre option (charpente métallique), ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Afin de mener à bien notre étude, nous avons organisé notre travail comme suit :

- Le chapitre 1 est consacré aux généralités et la présentation de l'ouvrage.
- Le chapitre 2 est dédié à l'évaluation des charges appliquées à notre structure.
- Le chapitre 3 est dédié à l'étude des éléments non porteur de la structure.
- Le chapitre 4 est consacré l'étude d'un pont roulant.
- Le chapitre 5 est consacré à l'étude dynamique.
- Le chapitre 6 porte sur la vérification des éléments de la structure.
- Le chapitre 7 évoque les assemblages utilisés et leur vérification.
- Le chapitre 8 est consacré à l'étude de l'infrastructure.

Ce mémoire sera clôturé par une conclusion générale reprenant les principaux points abordés.

Chapitre I : Présentation de projet

I.1. Introduction

Notre projet de fin d'études consiste à calculer un hangar de maintenance industriel qui possède une partie principale et deux parties secondaires, équipé d'un pont roulant. Dans ce chapitre on va présenter les éléments constituant l'ouvrage étudié ainsi que les matériaux utilisés, et les règlements suivis.

I.2. Caractéristique géométrique

- La longueur est de 72 m suivant le long pan.
- La largeur suivant le pignon est de 40 m.
- La largeur suivant le pignon de la partie principale 20m.
- La largeur suivant le pignon de chacune des parties secondaires 10m.
- La hauteur totale jusqu'au faîtage est de 10.82 m.
- La hauteur totale jusqu'au faîtage est de 4.32 m.
- La hauteur des poteaux de la partie principale 9.5 m.
- La hauteur des poteaux des parties secondaires 3 m.
- Ecartement des portiques est de 12 m.
- Niveau du pont roulant 6 m.

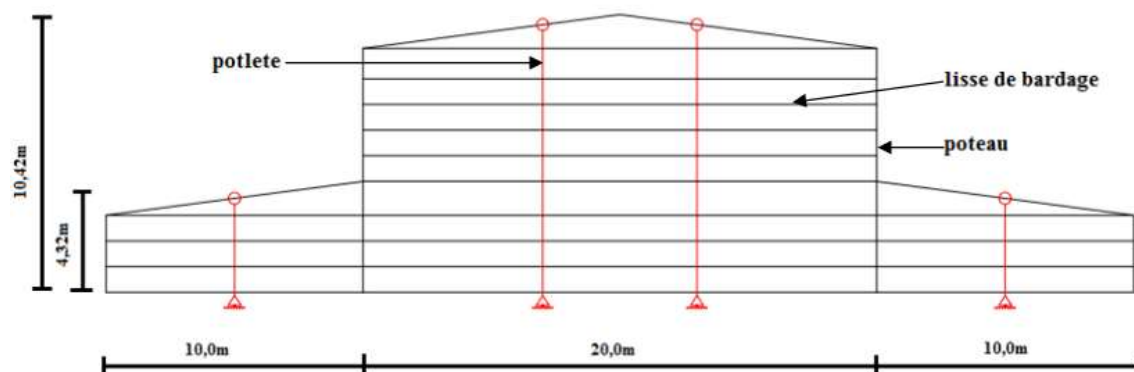


Figure I. 1: Vue en 2D (Bloc Industriel)

Le parc de stationnement est supposé être implanté au niveau de la **wilaya de SKIKDA**, qui est une zone de forte sismicité (**II-A**) selon le règlement **RPA99 V2003**.

- Altitude par rapport au niveau de la mer 18 m
- Zone sismique II-A
- Zone de vent II
- Zone de neige B
- Zone du sable 0

I.3. Système constructif

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poteaux et de traverses (portiques en charpente métallique).

La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales seront reprises par les palées de stabilités de forme X.

I.3.1. Type de remplissage des façades

Les façades sont réalisées par des panneaux type (**LL100**) fixés sur des lisses, et ces profils seront fixés sur les potelets du côté du pignon et sur les poteaux du côté du long pan.

I.3.2. Type de toiture

La couverture de l'ouvrage étudié, composée de panneaux sandwichs (TL140) fixés sur des pannes liées entre elles par des liernes, et fixées à leur tour sur les traverses avec des échantignoles. L'inclinaison de cette toiture est de 7.5°

I.3.3. Les Ouvertures

- Portail de (5x5) permettant le passage de véhicules, situés dans la façade principale.
- Fenêtres de (1,8 x 1,5) et (1,5 x 0,9) permettant la libre circulation de l'air lorsque celles-ci sont ouverte.
- Porte de (2,1x0,9) (2,4x1,8) permettant le passage des ouvriers.

I.3.4. Le pont roulant

Notre atelier possède un pont roulant de 14 tonnes, Le pont roulant est à **6 m** du niveau de sol avec une portée de **19m**, sur des poutres de roulements s'appuient sur des corbeaux fixés aux poteaux intérieurs.

I.3.5. Assemblages

Pour la totalité des assemblages prévus dans notre bâtiment, on adopte pour des assemblages soudés et boulonnés (Boulons HR et ordinaires).

I.4. Propriétés des matériaux utilisés

I.4.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- **Ductilité**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$;
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$);
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%.

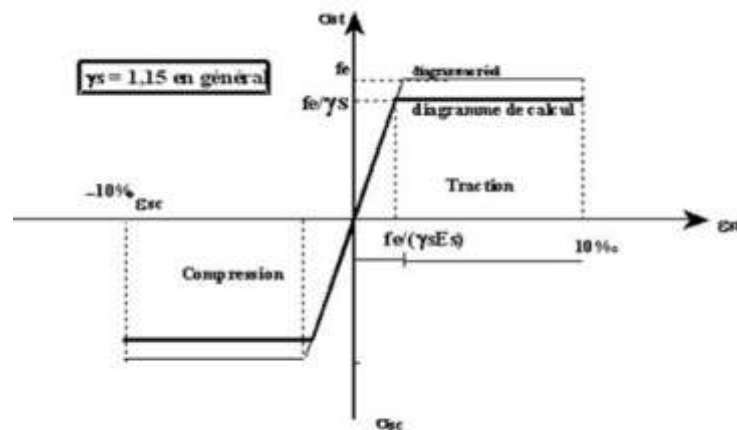


Figure I. 2: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.

- **Coefficient de calcul de l'acier**

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.

- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °c
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

- **Acier pour ferrailage**

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisant des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

I.4.2. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction. Pour notre étude on étudie de type de béton leur caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.5 = 2.1 \text{ MPA}$

I.4.3. Coefficient de poisson

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

$$\mu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\mu = 0$ Béton fissuré à l'ELU
- $\mu = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS.

I.5. Les actions

C'est l'ensemble des forces dues aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles sont classées en catégories en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- Des charges permanentes G_i
- Des charges d'exploitations Q_i
- Des charges climatiques W et S

I.6. Les combinaisons d'action

I.6.1. Situations durables

⇒ **E.L.U**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{ki}$$

- G_{kj} Valeur caractéristique des actions permanentes.
- Q_{ki} Valeur caractéristique des actions variables.

$$\gamma_{Gj} = 1.35 \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement.} \\ \gamma_{Gj} = 1 \quad \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement.} \end{array} \right.$$

⇒ **E.L.S**

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,max}$$

Situations accidentelles

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calculs sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ G + Q \pm 0.8E \end{array} \right.$$

Logiciels utilisés

- CSI ETABS 2018
- ROBOT : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.

- Autodesk AutoCAD 2016 : outils de dessin (DAO)
- RPA99.
- Craneway.
- Excel

I.7. Règlements utilisés

Pour assurer la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

- **Règlement algérien**

CCM97, RPA99 V2003, RNV2013, DTR BC2-2

- **Règlement européen**

EC1, EC3, BAEL91.

Chapitre II : Etude Climatique

II.1. Action de la neige

Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99–version 2013.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante [1]:

$$S = \mu \times S$$

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture. Appelé coefficient de forme.

S : Charge de neige sur le sol.

II.1.1. Charge de la neige au sol

Le projet se trouve dans la wilaya de SKIKDA, classé zone B dont l'altitude est H=18m.

ZONE B :

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} \rightarrow S_k = \frac{0.04*18+10}{100} \rightarrow S_k = 0.1072 \text{ kN/m}^2$$

II.1.2. Coefficient de forme de la toiture

Tableau II. 1: Coefficients de forme-toiture un seul versant et deux versant [1]

(α) Angle de versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$
Coefficient μ	0.8

Coefficients de forme-toiture un seul versant et deux versant

$$\alpha = 7.5^\circ$$

$$\text{Donc : } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow 0^\circ \leq 7.5^\circ \leq 30^\circ$$

$$\mu = 0.8 \quad S = 0.8 \times 0.1072 \rightarrow S = 0.086 \text{ kN/m}^2$$

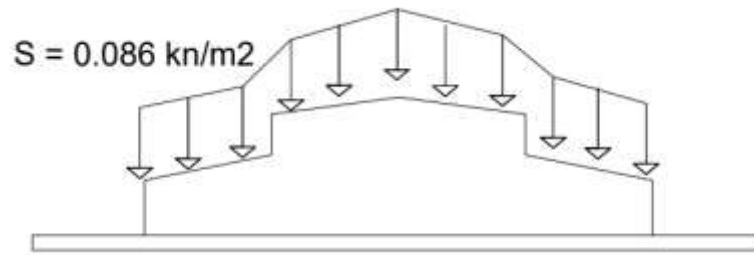


Figure II. 1: Charge de la neige répartie.

II.2. Action du vent

Les actions du vent appliqué aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Le site d'implantation de la structure
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure
- Choix de la direction du vent :
 - La direction **V1** : perpendiculaire à la face pignon (vent sur Long-pan)
 - La direction **V2** : parallèle à la face Long-pan (vent sur Pignon)
- Données relatives au site :
 - Zone II ([1], annexe 1)
 - Hauteur totale : $H=10,82\text{m}$
 - Longueur : 72m
 - Largeur : 40m
 - La hauteur de la toiture $h= 1,32\text{m}$
 - $V_{ref}= 27\text{m/s}$ (Tableau 2.2, chapitre II[1])
 - $q_{ref}= 435\text{N/m}^2$. (Tableau 1, chapitre II [1])
 - Nature du site : plat $C_t = 1$ (§ 2.4.5.2, chapitre2 [1]).

Facteurs de site : (Tableau 2.4, chapitre II [1])

Catégorie du Terrain II : $K_t = 0.190$; $Z_0 = 0,05\text{m}$; $Z_{min} = 2\text{m}$.

K_t : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

II.2.1. Hauteur de référence Z_e

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure II.2.

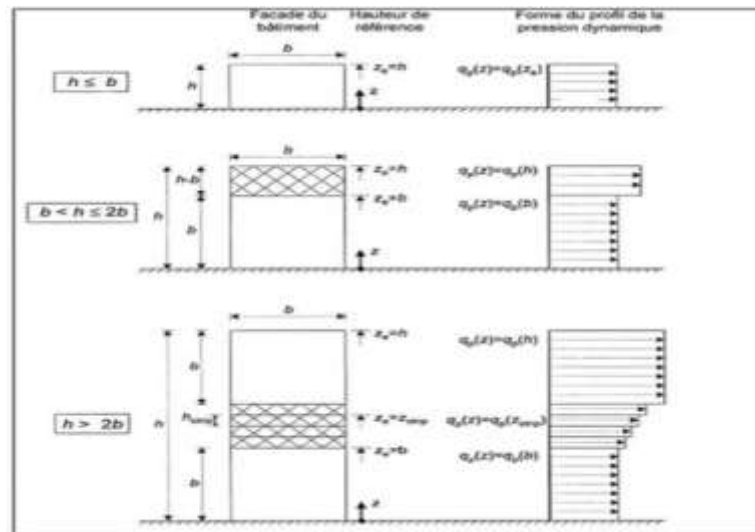


Figure II. 2: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant De la pression dynamique. [1]

Comme notre cas la hauteur des parois $h=9,5\text{m}$ Et la largeur $b=40\text{m}$

$\Rightarrow h \leq b$

$\Rightarrow Z_e = h = 9,5\text{ m}$

Pour les toitures, Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ; ([1] article 2.3.2) $\Rightarrow Z_e = H = 10,82\text{m}$.

Pour la toiture $Z_e = 15.52\text{m} / Z_e = 4,32\text{m}$.

II.2.2. Détermination de la pression dynamique de pointe

a) Intensité de turbulence :

Elle est définie par la loi suivante :

$$- I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$- I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min}$$

b) Coefficient de rugosité :

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

- $C_r = kt \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200m$.
- $C_r = Kt \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)$ pour $Z \leq Z_{min}$

c) Coefficient d'exposition :

- $C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r^2(Z) [1 + 7I_v(Z)]$

d) Pression de pointe :

$$- q_p(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z) \text{ N/m}$$

Tableau II. 2: Les valeurs de la pression dynamique.

Parois verticales : Ze = 9.5m	Toiture : Ze = 10.32m	Toiture : Ze = 4.32m
$C_r(Z) = 0.997$	$C_r(Z) = 1.022$	$C_r(Z) = 0.847$
$I_v(Z_e) = 0.19$	$I_v(Z_e) = 0.185$	$I_v(Z_e) = 0.244$
$C_e(z) = 2.31$	$C_e(z) = 2.4$	$C_e(z) = 1.842$
$q_p(Z_e) = 1004.85$	$q_p(Z_e) = 1044$	$q_p(Z_e) = 801.27$

II.2.3. Calcul des coefficients de pression extérieur

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend des dimensions en plan de la construction et de la dimension de la surface chargée. [1]

Les dimensions en plan de la construction sont définies comme suit :

- b : Dimension perpendiculaire à la direction du vent
- d : Dimension parallèle à la direction du vent

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $c_{pe} = c_{pe.1}$ si $S \leq 1m^2$
- $c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$ si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $c_{pe} = c_{pe.10}$ si $S \geq 10m^2$

a) Vent perpendiculaire au long pan direction V1 ($\theta=0^\circ$) :

1- Paroi verticale :

$$H = 9.5m ; b = 72m ; d = 40m$$

$$e = \min(b ; 2H) \Rightarrow e = \min(72 ; 19)$$

$$e = 19 \text{ m} \text{ Cas où } e < d$$

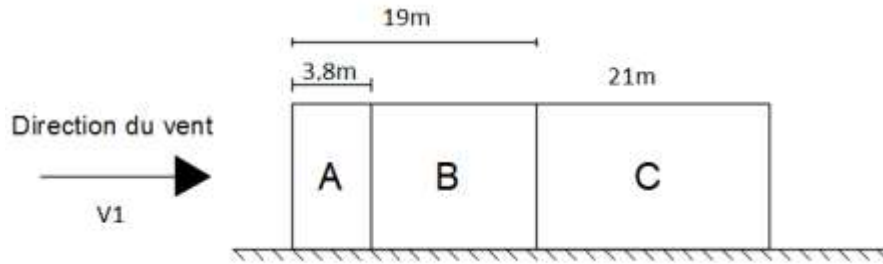


Figure II. 3: Vue en élévation des zones de vents (parois) [1].

- Zone A = $e/5 = 3.8m$
- Zone B = $4e/5 = 15.2m$
- Zone C = $d - e = 21m$
- Zone D = $72m$
- Zone E = $72m$

Tableau II. 3: Les valeurs des Cpe sur les parois dans le sens V1.

Zone	Surface (m ²)	Cpe
A	$3.8 \times 9.5 = 36.1 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-1
B	$15.2 \times 9.5 = 144.4 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-0.8
C	$21 \times 9.5 = 199.5 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-0.5
D	$72 \times 9.5 = 684 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	+0.8
E	$72 \times 9.5 = 684 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-0.3

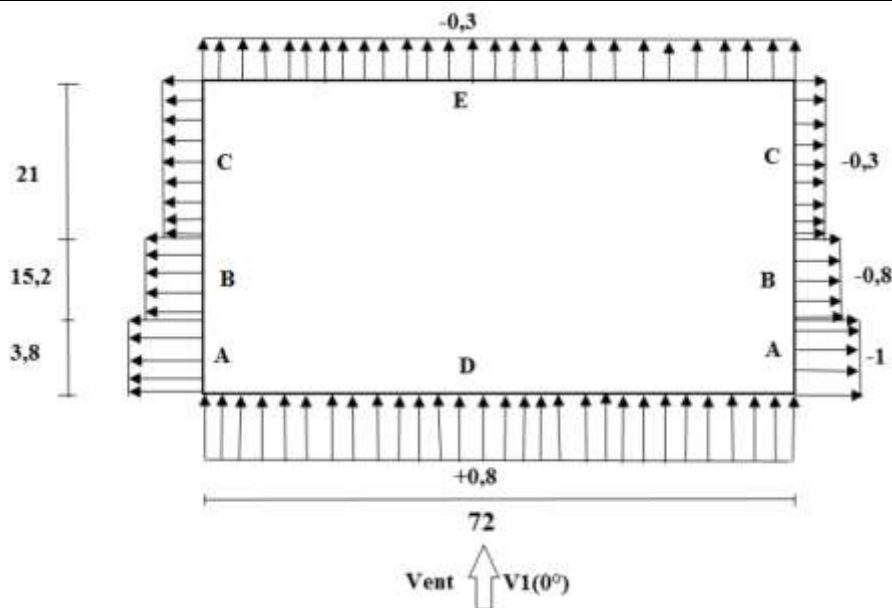


Figure II. 4: Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V1.

2- Toiture :

$$H = 10.32\text{m} ; b = 72\text{m} ; d = 20\text{m}$$

$$e = \min (b ; 2H) \Rightarrow e = \min (72 ; 21.64) = 21,64\text{m}$$

- Zone F = $e/4 \times e/10 = 11.71 \text{ m}^2$
- Zone G = $(b - e/2) \times 2.164 = 132,39 \text{ m}^2$
- Zone H = $7.84 \times 72 = 564.48 \text{ m}^2$
- Zone I = $7.84 \times 72 = 564.48 \text{ m}^2$
- Zone J = $2.16 \times 72 = 155.52 \text{ m} \quad 1082$

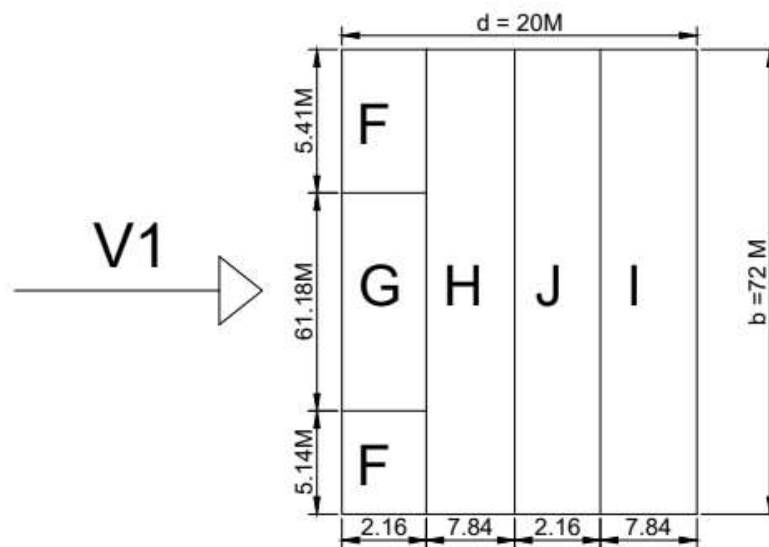


Figure II. 5: Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V1 $\theta=0^\circ$ [1].

Tableau II. 4: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1.

Zone	Surface (m ²)	Cpe ($\alpha=7.5^\circ$)
F	11,71	-1.5
		0.05
G	132,39	-1.1
		0.05
H	564,48	-0.525
		0.05
I	564,48	-0.55
		-0.75
J	155,52	-0.1
		-0.45

3- Toiture :

$$H = 4.32\text{m} ; b = 72\text{m} ; d = 10\text{m}$$

$$e = \min (b ; 2H) \Rightarrow e = \min (72 ; 8.64) = 8,64$$

- Zone F = $e/4 \times e/10 = 2,16 \times 0,864 = 1.87 \text{ m}^2$
- Zone G = $(b - e/2 = 67,68) \times 0.864 = 58,48 \text{ m}^2$
- Zone H = $9,14 \times 72 = 657,79 \text{ m}^2$

Tableau II. 5: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture $h=4,32\text{m}$ sens V1.

Zone	Surface (m ²)	$C_{pe} (\alpha = 7.5^\circ)$
F	1.87	-1.61
		0.05
G	58,48	-1.025
		0.05
H	657,79	-0.525
		0.05

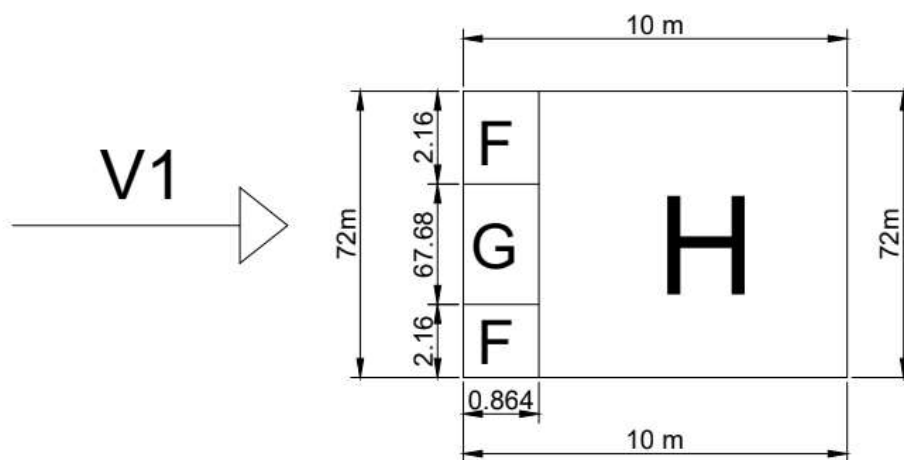


Figure II. 6: Répartition des C_{pe} sur la toiture ($h=4,32\text{m}$) dans le sens V1 $\theta=0^\circ$ [1].

b) Vent perpendiculaire au pignon direction V2 ($\theta=90^\circ$) :

1- Paroi verticale :

$$H = 9.5\text{m} ; b = 40\text{m} ; d = 72\text{m}$$

$$e = \min (b ; 2H) \Rightarrow e = \min (40 ; 19)$$

$$e = 19 \text{ m}$$

Cas où : $e < d$

- Zone A = $e/5 = 3.8$ m
- Zone B = $4e/5 = 15.2$ m
- Zone C = $d - e = 53$ m
- Zone D = 40 m
- Zone E = 40 m

Tableau II. 6: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la paroi verticale ($h=9,5$ m) sens V2.

Zone	Surface (m ²)	Cpe
A	$3.8 \times 9.5 = 36.1 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-1
B	$15.2 \times 9.5 = 144.4 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-0.8
C	$53 \times 9.5 = 503,5 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-0.5
D	$40 \times 9.5 = 380 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	+0.8
E	$40 \times 9.5 = 380 > 10$ Donc Cpe = Cp ₁₀	-0.3

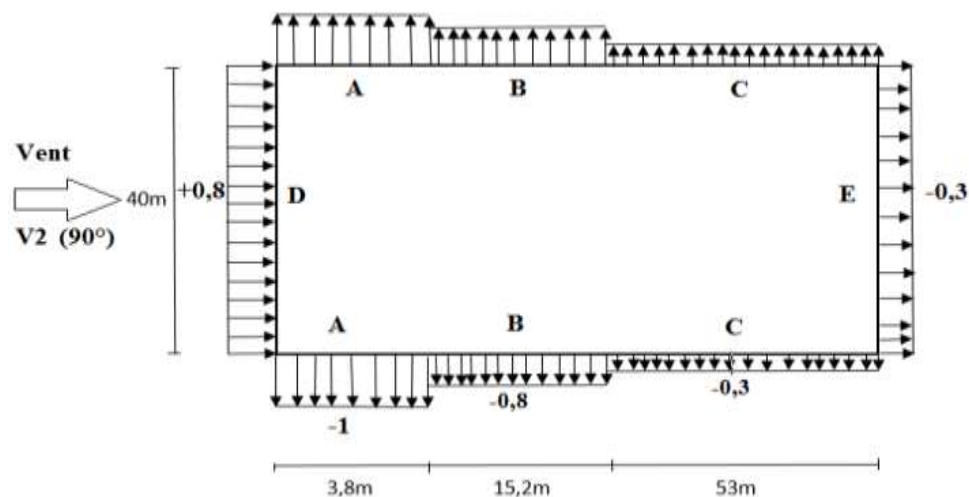


Figure II. 7: Répartition des Cpe sur la paroi verticale ($h=9,5$ m) dans le sens V2 $\theta=90^\circ$.

2- Toiture :

$H=10.82\text{m}$; $b=20\text{m}$; $d=72\text{m}$

$e = \min (b ; 2H) \Rightarrow e = \min (20 ; 21.64)$

$e = 20\text{m}$

- Zone F = $e/4 \times e/10 = 5 \times 2 = 10 \text{ m}^2$
- Zone G = $(d - e/2) \times e/10 = 5 \times 2 = 10 \text{ m}^2$
- Zone H = $10 \times 8 = 80 \text{ m}^2$
- Zone I = $10 \times 62 = 620 \text{ m}^2$

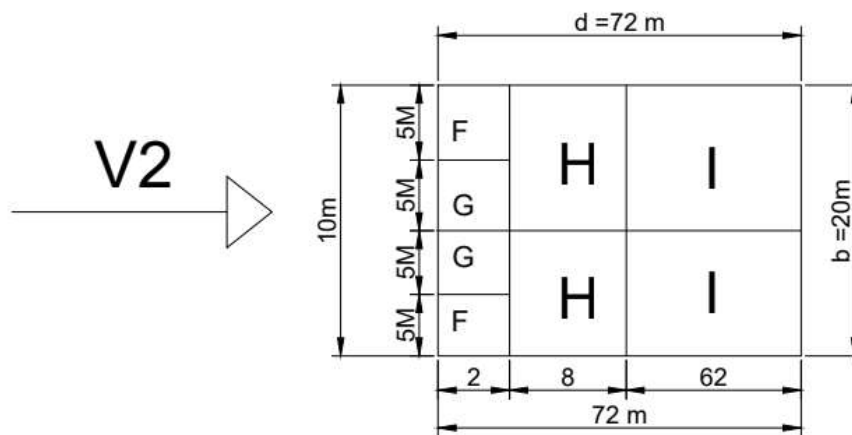


Figure II. 8: Répartition des C_{pe} sur la toiture($h=10.82$) dans le sens $V2$
 $\theta=90^\circ$ [1].

Tableau II. 7: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture($h=10.82\text{m}$)
sens $V2$.

Zone	Surface (m^2)	$C_{pe} (\alpha=5^\circ)$	$C_{pe} (\alpha=7.5^\circ)$	$C_{pe} (\alpha=15^\circ)$
F	10	-1.6	-1.525	-1.3
G	10	-1.3	-1.3	-1.3
H	80	-0.7	-0.675	-0.6
I	620	-0.6	-0.575	-0.5

3- Toiture :

$H = 4.32\text{m}$; $b = 10\text{m}$; $d = 72\text{m}$

$e = \min (b ; 2H) \Rightarrow e = \min (10 ; 8.64)$

$e = 8.64\text{m}$

- Zone F = $e/4 \times e/10 = 1,87 \text{ m}^2$
- Zone G = $(d - e/2) \times 1.68 = 4,91 \text{ m}^2$
- Zone H = $6 \times 15 = 30,56 \text{ m}^2$
- Zone I = $15 \times 34.5 = 676,8 \text{ m}^2$

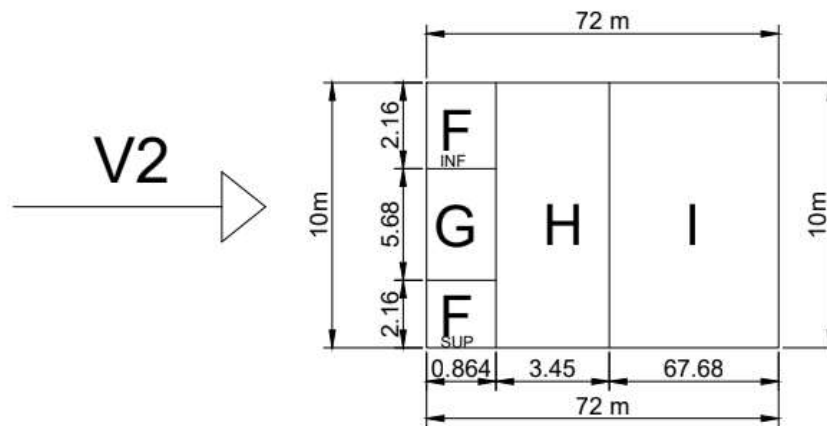


Figure II. 9: Répartition des Cpe sur la toiture($h=4.32\text{m}$) dans le sens V2
 $\theta=90^\circ$. [1]

Tableau II. 8: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture($h=4.32\text{m}$)
sens V2.

Zone	Surface (m ²)	Cpe ($\alpha=5^\circ$)	Cpe ($\alpha=7.5^\circ$)	Cpe ($\alpha=15^\circ$)
F inf	1.87	Cpe1/cpe10	-1.9	Cpe1/cpe10
F sup	1.87	Cpe1/cpe10	-2.24	Cpe1/cpe10
G	4,91	Cpe1/cpe10	-0,86	Cpe1/cpe10
H	34,56	-0.6	-0.65	-0.8
I	676,8	-0.5	-0.55	-0.7

II.2.4. Calcul des coefficients de pression intérieure

On doit tout d'abord situer notre bâtiment vis-à-vis des règles de calcul du coefficient de pression intérieure.

Tableau II. 9: Les valeurs des surfaces des ouvertures

Face	Surface des ouvertures dans la face (m ²)
Face 1 (Pignon1)	31,48
Face 2 (Long pan1)	18,9
Face 3 (Pignon2)	30,13
Face 4 (Long pan 2)	12,42

1- Pour la direction V1 du vent :

$h = 9.5\text{m}; d = 40\text{m}; B = 68\text{m}$ (**porte et fenêtre ouvert**)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{surface de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = 74.03/92.93 \Rightarrow \mu_p = 0.8$$

$$h/d = 0.23 < 0.25 \Rightarrow C_{pi} = -0.2$$

$h = 9.5\text{m}; d = 40\text{m}; B = 68\text{m}$ (**porte et fenêtre fermé**)

$$\mu_p = 0/92.93 \Rightarrow \mu_p = 0$$

$$h/d = 0.23 < 0.25 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

2- Pour la direction V2 du vent :

$h = 9.5\text{m}, d = 68\text{m} B = 40\text{m}$ (**porte et fenêtre ouvert**)

$$\mu_p = 61.45/92.93 \Rightarrow \mu_p = 0.66$$

$$h/d = 0.14 < 0.25 \Rightarrow C_{pi} = -0.05$$

$h = 9.5\text{m}, d = 68\text{m} B = 40\text{m}$ (**porte et fenêtre fermé**)

$$\mu_p = 0/92.93 \Rightarrow \mu_p = 0$$

$$h/d = 0.14 < 0.25 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

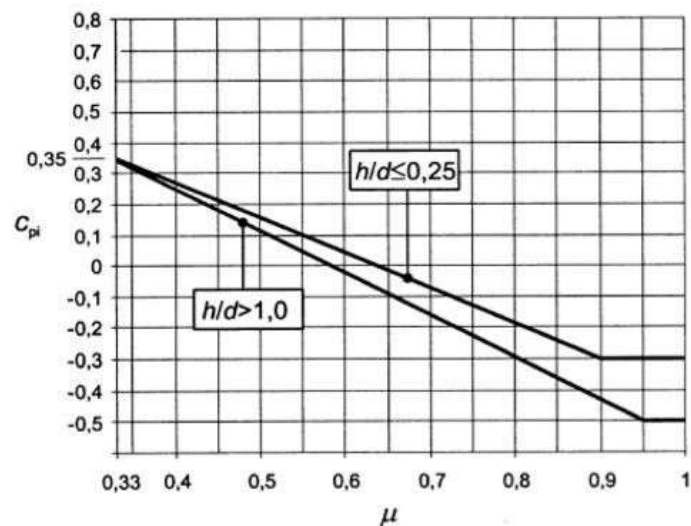


Figure II. 10: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties. [1]

II.2.5 Calcul des pressions aérodynamique du vent

$$W(z) = qp(Ze) \times [Cpe - Cpi] N/m^2 [2]$$

1- Direction V1 du vent :

Tableau II. 10: Valeurs des pressions sur les parois verticale h=9.5m dans le sens v1

Zone	q_p (kN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}		W (kN/m ²)	
A	1,004	-1	-0,2	0,35	- 0,803	-1,356
B	1,004	-0.8	-0,2	0,35	- 0,602	- 1,155
C	1,004	-0.5	-0,2	0,35	-0 ,301	-0,854
D	1,004	0.8	-0,2	0,35	1,004	0,452
E	1,004	-0.3	-0,2	0,35	-1,004	-0,653

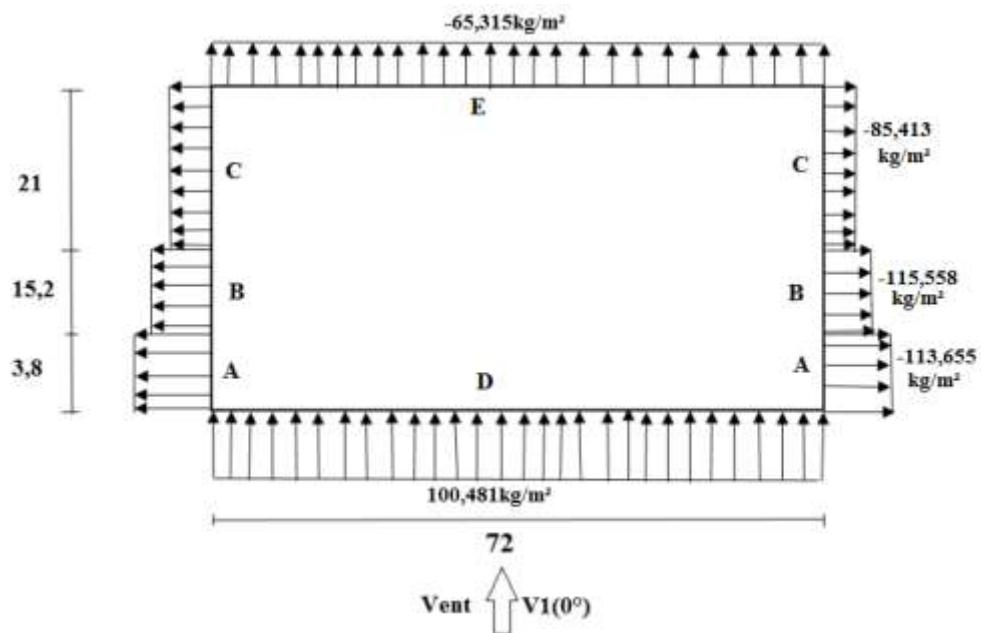


Figure II. 11: Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1.

Tableau II. 11: Valeurs des pressions sur la toiture h=10,82m dans le sens v1

Zone	q_p (kN/m ²)	Cpe	Cpi		W(kN/m ²)	
F	1,044	-1.5	- 0.2	0.35	-1,357	-1,931
		0.05			0,262	0,313
G	1,044	-1.1	- 0.2	0.35	-0,939	-1,513
		0.05			0,261	0,313
H	1,044	-0.525	- 0.2	0.35	-0,339	-0,913
		0.05			0,261	0,313
I	1,044	-0.55	- 0.2	0.35	-0,365	-0,939
		-0.45			-0,261	-0,835
J	1,044	-0.1	- 0.2	0.35	0,104	-0,469
		-0.45			-0,261	-0,835

Tableau II. 12: Valeurs des pressions sur la toiture h=4.32m dans le sens v1

Zone	q_p (kN/m ²)	Cpe	Cpi		W(kN/m ²)	
F	0,801	-1.61	- 0.2	0.35	-1,129	-1,570
		0.05			0,200	-0,240
G	0,801	-1.025	- 0.2	0.35	-0,661	-1,101
		0.05			0,200	-0,240
H	0,801	-0.525	- 0.2	0.35	-0,260	-0,701
		0.05			0,200	-0,240

2- Direction V2 du vent :**Tableau II. 13:** Valeurs des pressions sur les parois verticale h=9.5m dans le sens v2

Zone	q_p (kN/m ²)	Cpe	Cpi		W(kN/m ²)	
A	1,004	-1	-0.05	0.35	- 0,954	- 1,356
B	1,004	-0.8	-0.05	0.35	- 0,753	- 1,155
C	1,004	-0.5	-0.05	0.35	- 0,452	- 0,854
D	1,004	+0.8	-0.05	0.35	0,854	0,452
E	1,004	-0.3	-0.05	0.35	0,251	-0,653

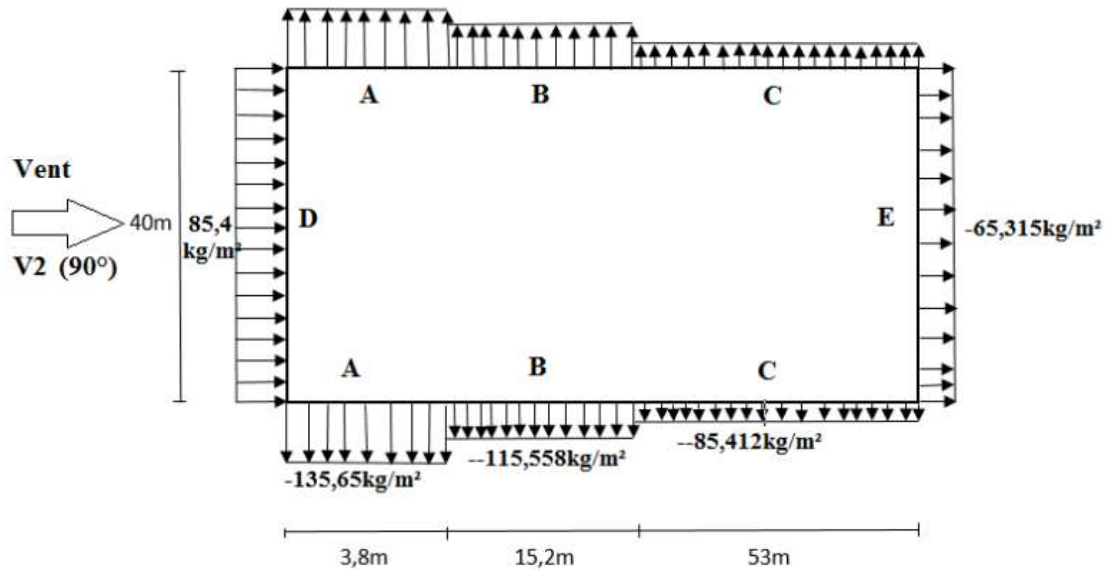


Figure II. 12: Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2.

Tableau II. 14: Valeurs des pressions sur la toiture h=4.32m dans le sens v2

Zone	q_p (kN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}		W (kN/m ²)	
F inf	0,801	-2.24	-0.05	0.35	-1,754	-2,075
F sup	0,801	-1.9	-0.05	0.35	-1,482	-1,802
G	0,801	-0.86	-0.05	0.35	-1,450	-0,969
H	0,801	-0.65	-0.05	0.35	-0,480	-0,801
I	0,801	-0.55	-0.05	0.35	-0,400	-0,721

Tableau II. 15: Valeurs des pressions sur la toiture h=10.83m dans le sens v2

Zone	q_p (kN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}		W (kN/m ²)	
F	1,044	-1.525	-0.05	0.35	-1,539	-1,957
G	1,044	-1.300	-0.05	0.35	-1,305	-1,722
H	1,044	-0.675	-0.05	0.35	-0,652	-1,100
I	1,044	-0.575	-0.05	0.35	-0,548	-0,965

II.2.6. Détermination de la force de frottement

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4h) [1] avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : hauteur (en m) de la construction.

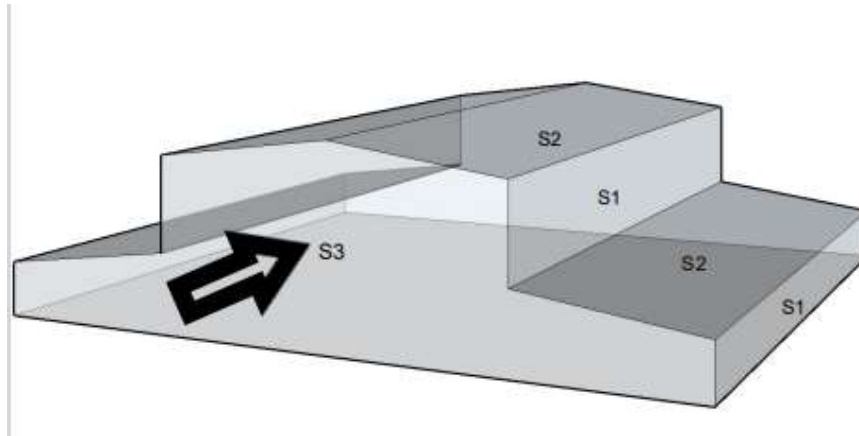


Figure II. 13: Les surfaces perpendiculaire et parallèle au vent.

S_3 = surface perpendiculaire au vent

S_1 et S_2 = surface parallèle au vent

La force de frottement est négligeables si : $S_2 + S_1 \leq 4S_3$

1- Direction V1 :

$$S_3 = (72 \times 8,18) + (72 \times 10,09 \times 2) = 2041,42\text{m}^2$$

$$S_1 + S_2 = (20 \times 9,5) + (20 \times 3) + (10 \times 1,32 \times 3) = 276,4\text{m}^2$$

$$S_1 + S_2 \leq 4S_3 \leftrightarrow 276,4 \leq 8165,68$$

Donc la force de frottement est négligeable.

2- Direction V2 :

$$S_3 = (20 \times 9,5) + (20 \times 3) + (10 \times 1,32 \times 2) = 276,4\text{m}^2$$

$$S_1 = (72 \times 8,18) = 588,96\text{m}^2$$

$$S_2 = (72 \times 10,09) \times 2 = 1452,96\text{m}^2$$

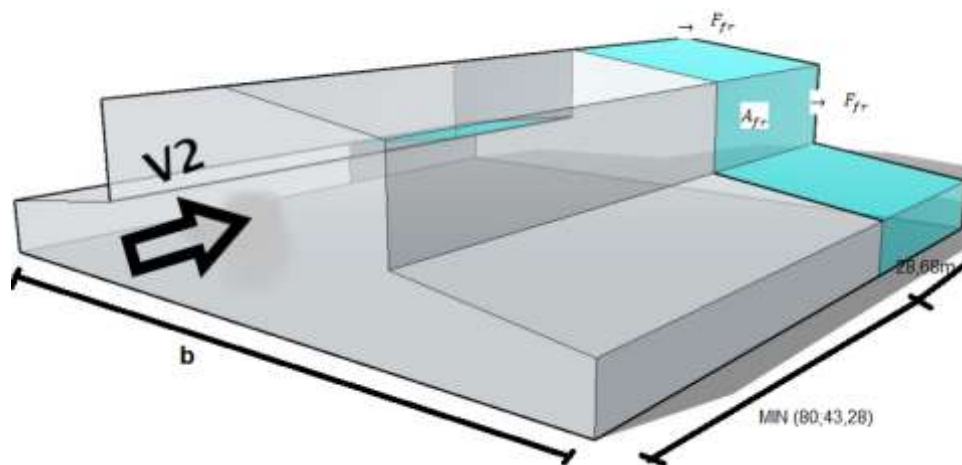
$$S_1 + S_2 \leq 4S_3 \leftrightarrow 2041,92\text{m}^2 \geq 1105,6\text{m}^2$$

Donc la force de frottement n'est pas négligeable.

Tableau II. 16: Valeur des coefficients de frottement. [1]

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
Lisse (Acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc...)	0.01
Rugueux (Béton rugueux, paroi non enduite, etc...)	0.02
Très Rugueux (Ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc...)	0.04

$$\begin{cases} \text{PV: } C_{fr} = 0,01 \\ \text{TOITURE: } C_{fr} = 0,04 \end{cases}$$

**Figure II. 14:** La force de frottement.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivant :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr})$$

Où :

q_{dyn} : (en N/m^2) est la pression dynamique de pointe à la hauteur h considérée.

A_{fr} : est l'aire de l'élément de surface balayée par le vent.

C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

- Calcul de A_{fr} :

$$\text{Paroi vertical : } A_{fr} = (72 \times 8,18 \times 2) = 1177,92\text{m}^2$$

$$\text{Toiture (10,82): } A_{fr} = \left(\frac{20}{\cos(7,4)} \times 72 \right) = 1452,42\text{m}^2$$

$$\text{Toiture (4,32): } A_{fr} = \left(\frac{20}{\cos(7,4)} \times 72 \right) = 1452,42\text{m}^2$$

$$\text{Paroi vertical: } F_{fr} = 0,01 \times 1004,68 \times 1177,92 = 118,3433 \text{ KN}$$

$$\text{Toiture (10,82): } F_{fr} = 0,04 \times 1044 \times 1452,42 = 118,3433 \text{ KN}$$

$$\text{Toiture (4,32): } F_{fr} = 0,04 \times 801,27 \times 1452,42 = 465,512 \text{ KN}$$

II.3. Conclusion

L'étude climatique nous a permis de déterminer l'effet du vent sur toutes les directions de notre hangar, ainsi que celui de la neige, afin de pouvoir les prendre en considération dans les dimensionnements des différents éléments de la structure avec le cas le plus défavorable pour être plus en sécurité.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1. Introduction

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la toiture vers les traverses ou les fermes. Elles sont réalisées soit en profilé laminé (IPE ou UAP) ou bien en treillis pour les très grandes portées, et sont sollicité en flexion déviée. Elles sont posées sur les traverses ou les fermes, et sont assemblée par boulonnage. Les appuis sont considérés libres et articulé. Pour éviter leur glissement a la pose, ou leur basculement, elles sont assemblées aux fermes par l'intermédiaire de pièces en équerres (échantignole).

III.2. Les pannes**III.2.1. Détermination du nombre et espacement entre les pannes**

-Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle « α » et de ce fait elles travaillent en flexion déviée ; $h=10,82m$.

$$L = \frac{b}{\cos(\alpha)} = \frac{10}{\cos(7,5)} = 10,1 \text{ m}$$

Espacement des pannes : $e \leq 1,8m$

$$e = \frac{L-0,5}{n-1} \quad \text{Avec } n : \text{ Nombre de pannes}$$

$$l = e \times (n - 1) + 0.5.$$

$$n = \frac{l-0.5+e}{e} = \frac{10,1-0,5+1,8}{1,8} = 6,34 \approx 7$$

On prend $n=7$

$$- e = \frac{10,1-0,5}{6} = 1,6m$$

On opte pour 7 pannes espacées de : 1.6m

III.2.2. Evaluation des charges**a) Charge permanentes (G) :**

Poids propre de la panne 12 kg/ml

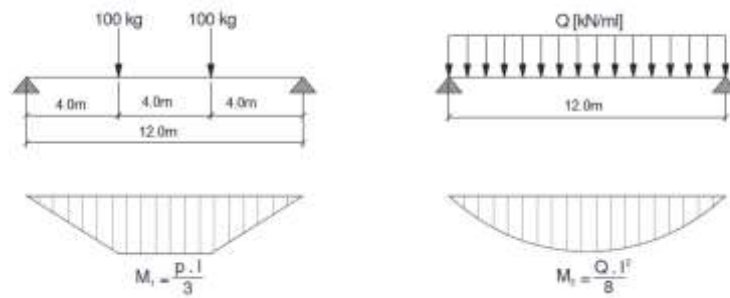
Poids de la couverture (panneaux sandwiches) TL140 19,85 kg/m²

Accessoires de pose :3 kg/m²

$$G = [(P_{\text{tole}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{panne}}$$

Avec : e = espacement entre les pannes ($e=1,6m$)

$$G = [(19.85 + 3) \times 1,6] + 12 = 0,49 \text{ Kn/ml}$$

b) Charge d'entretiens :**Figure III. 1:** Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne. [5]

$$M_{\max} = \frac{ql}{3} = \frac{q_{\text{eq}} \times l^2}{8}; \quad q_{\text{eq}} = \frac{8q}{3l} = \frac{8 \times 1}{3 \times 12}$$

$$q_{\text{eq}} = 0,23 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation de toiture **Q = 1 kN/m²**

c) Action de la neige (S) :

D'après les calculs du chapitre II : $S = 0,086 \text{ kN/m}^2$

$$S = 0,086 \times 1,6 = 0,1376 \text{ KN/ml}$$

d) Action du vent (W) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale et latérale nord, la panne intermédiaire la plus chargée se trouve dans les zones du vent H I. [Tableau. II. 16 Chapitre II] . [2]

$$V = -1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$V = 1,1 \times 1,6 = 1,8 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons des charges :

A l'élú :

Vers le bas ↓

$$Q_{\text{sd1}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,49 + 1,5 \times 0,23 = 1 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{sd2}} = 1,35G + 1,5S_n = 0,87 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{sd}} = 1 \text{ kN/ml}$$

Vers le haut ↑ :

$$Q_{\text{zsd}} = G \cos(\alpha) - 1,5V = -2,27 \text{ kN/ml} \uparrow$$

$$Q_{\text{ysd}} = G \sin(\alpha) = 0,064 \text{ kN/ml} \leftarrow$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour le calcul.

III.2.3. Vérification à la sécurité

Les pannes de toiture sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

III.2.3.1. Vérification à l'état limite ultime

- vérification à la flexion déviée :

$$Q_{\max} = Q_{sd} = 1 \text{ kN/ml} ; \alpha = 7,5^\circ .$$

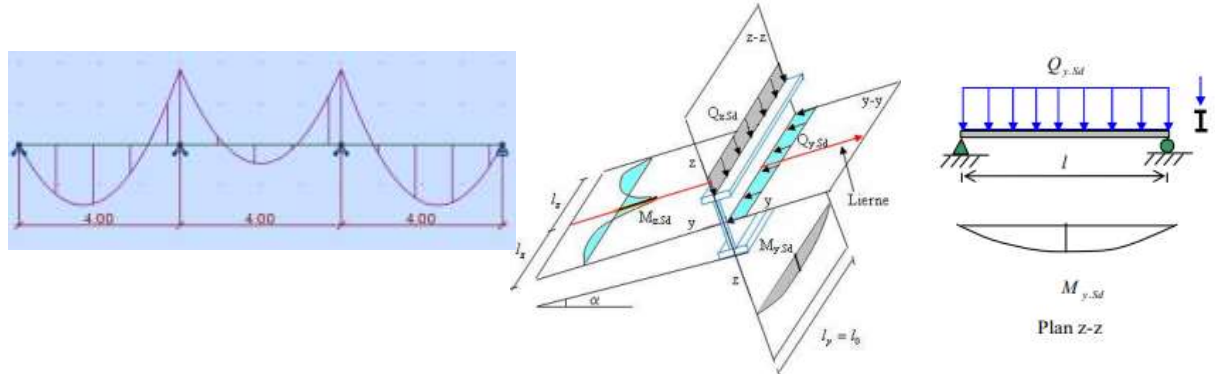


Figure III. 2: Diagramme des pannes de la flexion déviée et les différents plans de charges. [2] [6]

Prédimensionnement de la panne :

Sous la combinaison : 1,35G + 1,5Sn

$$Q_{sd} = 1 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos(\alpha) = 0,99 \text{ kN/ml} .$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin(\alpha) = 0,13 \text{ kN/ml} .$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zsd} l^2}{8} = \frac{0,99 \times 12^2}{8} = 17,82 \text{ kN.m}$$

$M_{z,sd} = 0,21 \text{ kN.m}$ Obtenu par Autodesk Robot logiciel.

Dans le domaine élastique : [3]

$$\text{Avec } \eta = \frac{W_{ely}}{W_{elz}} \quad \eta \approx 6 \text{ à } 9 \text{ pour les poutres en I (soit } \eta=7).$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_{y,sd}}{f_y} \left(1 + \eta \frac{M_{z,sd}}{M_{y,sd}} \right) ; W_{ely} \geq \frac{1782}{27,5} \left(1 + 7 \frac{21}{1782} \right) = 70,14 \text{ cm}^3$$

Soit IPE140 $W_{ely} = 77,32 \text{ cm}^3$; $G = [(19,85 + 3) \times 1,6] + 12,9 = 0,495 \text{ kN/ml}$

Nature de la sollicitation : Flexion déviée[3]

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{plyd}} \right)^2 + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,34 \times 27,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 22,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19,25 \times 27,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 4,81 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{17,82}{22,09}\right)^2 + \frac{0,21}{4,81} = 0,69 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

III.2.3.2. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

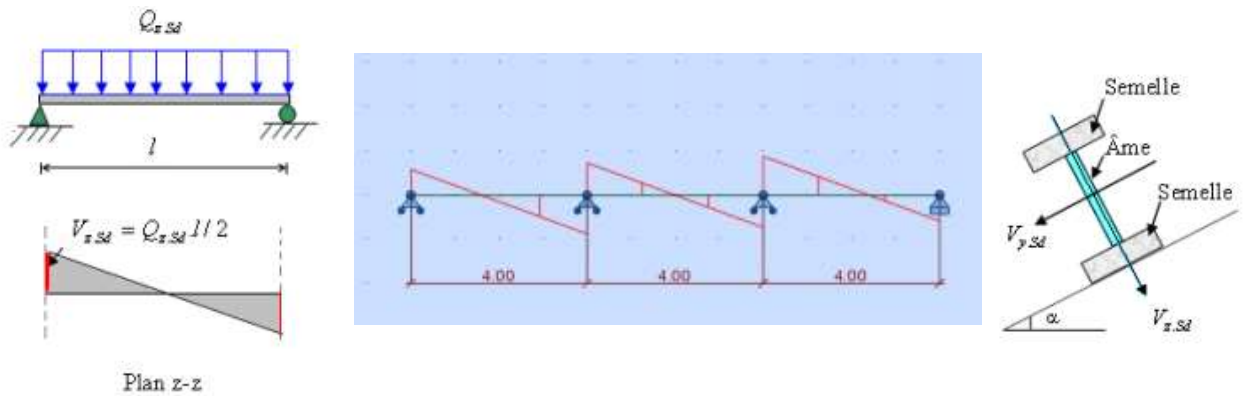


Figure III. 3: Diagramme des pannes de cisaillement. [2] [6]

$$V_{plzrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{7,64 \times \left(\frac{2750}{\sqrt{3}}\right) 10^{-2}}{1,1} = 110,27 \text{ kN}$$

$$A_{vy} = 10,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{plyrd} = \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{10,6 \times (2750/\sqrt{3}) 10^{-2}}{1,1} = 153 \text{ kN}$$

$$V_{zsd} = \frac{0,99 \times 12}{2} = 5,94 \text{ kN} < 0,5V_{plzrd}$$

$$V_{ysd} = 0,31 \text{ kN} < 0,5V_{plyrd} \text{ [6]}$$

Il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

$$V_{zsd} = 5,94 \text{ kN} < V_{plzrd} = 110,27 \text{ kN} \text{ Vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 0,31 \text{ kN} < V_{plyrd} = 153 \text{ kN} \text{ Vérifiée}$$

III.2.3.3. Vérification au déversement

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Vérification de la semelle intérieure comprimé au déversement :

$$\text{IPE240 G} = [(19,85 + 3) \times 1,6] + 30,7 = 0,6498 \text{kn/ml}$$

$$Q_{zsd} = G \cos(\alpha) - 1,5V = -2,11 \text{kN/ml} \uparrow$$

$$Q_{ysd} = G \sin(\alpha) = 0,085 \text{kN/ml} \leftarrow$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zsd} l^2}{8} = \frac{2,11 \times 12^2}{8} = 37,98 \text{kN.m}$$

$$M_{z,sd} = 0,14 \text{kN.m} [6]$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{366,6 \times 0,275}{1,1} = 91,65 \text{kN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{73,92 \times 0,275}{1,1} = 18,48 \text{kN.m}$$

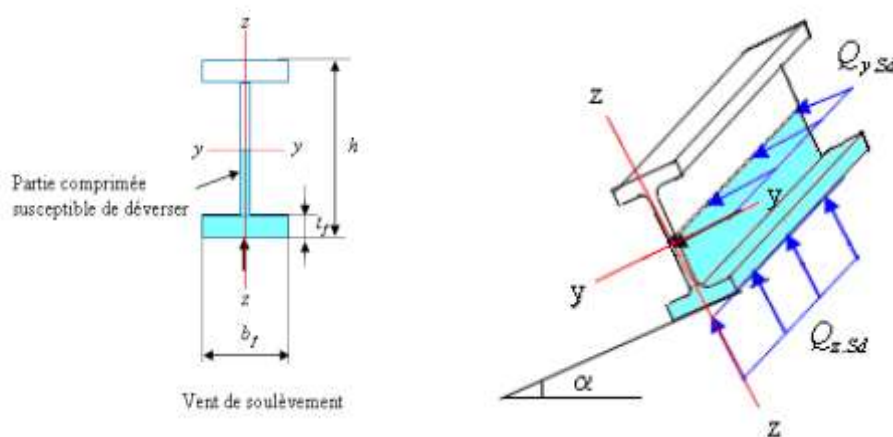


Figure III. 4: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure. [2]

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement X_{It}

$$\bar{\lambda}_{It} = \frac{\lambda_{It}}{\lambda_1} \text{ Section de classe 1 et 2.}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924. \quad \lambda_1 = 86,80$$

λ_{It} pour les profilés I et H :

$$\lambda_{It} = \frac{L/iz}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/e_x}\right)^2\right)^{0.25}}$$

Charge uniformément répartie : $C_1 = 1,132$

Section laminée $\frac{h}{b} = 2 \leq 2 \rightarrow$ courbe de flambement a. ($\alpha_{lt} = 0.21$)

$$\lambda_{lt} = \frac{400/2,69}{1,132^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{400/2,69}{24/0,98}\right)^2\right)^{0,25}} = 107,6$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right] = \frac{107,6}{86,80} = 1,24$$

$$\varphi_{lt} = 0,5(1 + 0,21(1,24 - 0,2) + 1,24^2) = 1,378 ;$$

$$x_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}} = 0,51$$

$$M_{brd} = X_{lt} \times M_{ply.rd} = 0,51 \times 91,65 = 46,74 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{37,98}{46,74} + \frac{0,14}{18,48} = 0,82 \leq 1 \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.3.4. Vérification à l'état limite de service

- Vérification à la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de les charges et surcharge de services (non pondérées).

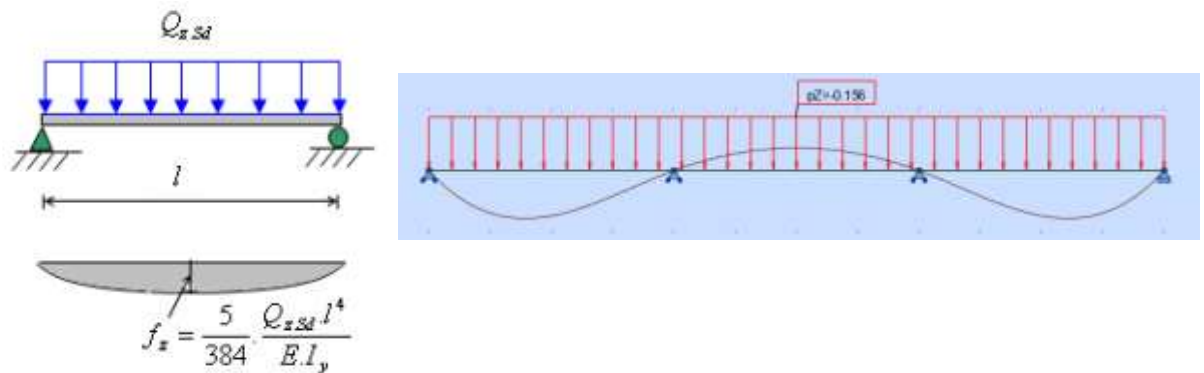


Figure III. 5: Diagramme des pannes de la flèche. [2] [6]

$$Q_{sd1} = G + S_n = 0,6498 + 0,1376 = 0,7874 \text{ kN/ml} \downarrow$$

$$Q_{sd2} = G \cos(\alpha) - V = 0,6498 \cos(7,5^\circ) - 1,84 = -1,195 \text{ kN/ml} \uparrow$$

$$Q_{sd} = \max(0,78; -1.195) = -1,195 \text{ kN/ml} \uparrow$$

$$Q_{zsd} = -1,195 \cos(7,5^\circ) = 1,18 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ysd} = -1,195 \sin(7,5^\circ) = 0,156 \text{ kN/ml}$$

$$f \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

flèche verticale $z - z'$ sur deux appuis:

$$f_{ad} = \frac{1}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5 \times 1,18 \times (1200)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3892} = 3,9 \leq 6 \text{ cm C. V}$$

flèche latérale $y - y'$ sur trois appuis:

$$f_{ad} = \frac{1}{3} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$f_y = 0,1 \text{ cm} < 2 \text{ cm C. V}$ Obtenu par Autodesk Robot logiciel.

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE240** convient pour les pannes

III.2.4. Les pannes de toiture h=4,32m

$e = 1,6 \text{ m}$; $n = 7$ pannes ; $V = -1,28 \text{ kn/ml}$; $G = 0,6276 \text{ KN/ml}$.

Vérification du profilé IPE220 :

Tableau III. 1: Dimensionnement de la panne de toiture h=4,32m

Moment fléchissant(kN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (cm)	Déversement
$M_{sd,y} = 17,82$	$V_{sdy} = 0,31$	$f_{y,max} = 0,1 \text{ cm}$	$M_{sd,y} = 23,4$
$M_{plyrd} = 22,09$	$V_{plyrd} = 153$	$f_{y,ad} = 2 \text{ cm}$	$M_{brd} = 33,53$
$M_{sd,z} = 0,21$	$V_{sdz} = 5,94$	$f_{z,max} = 5,65 \text{ cm}$	$M_{sd,z} = 0,131$
$M_{plzrd} = 4,81$	$V_{plzrd} = 110,27$	$f_{z,ad} = 6 \text{ cm}$	$M_{plzrd} = 14,53$
$0,70 \leq 1$	$V_{sdy} < V_{plyrd}$ $V_{ysd} < 0,5V_{plyrd}$ $V_{sdz} < V_{plzrd}$	$f_{y,max} < f_{y,ad}$ $f_{z,max} < f_{z,ad}$	$0,71 \leq 1$
Condition vérifier	Condition vérifier	Condition vérifier	Condition vérifier

III.2.5. Calcul des liernes

Dimensionner le lierne la plus chargée revenant à la panne de toiture de la figure ci-contre :

[2]

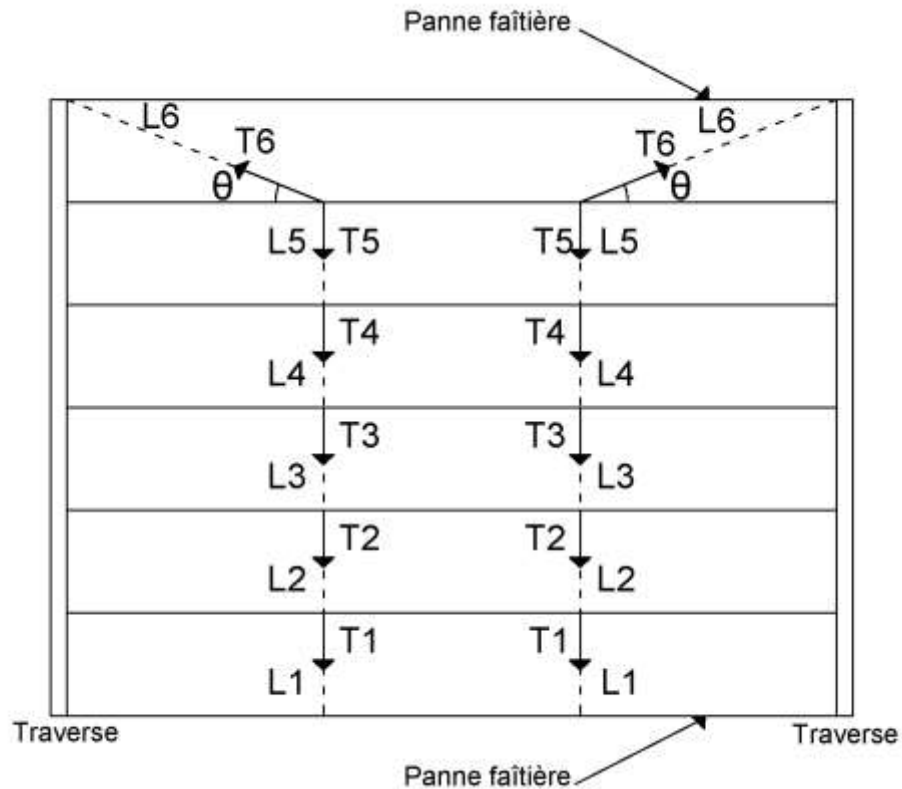


Figure III. 6: Schéma représentant les liernes des pannes.

III.2.5.1. Sollicitation revenant au Tirant

$$Q_{ysd} = -1,195 \sin(7,5^\circ) = 0,156 \text{ kN/ml}$$

$$R = 1,25 \times Q_{sdy} \times \left(\frac{1}{3}\right) = 1,25 \times 0,156 \times 4 = 0,78 \text{ kN}$$

– L'effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,78}{2} = 0,39 \text{ kN}$$

– L'effort de traction dans le tronçon des liernes L2 :

$$T_2 = R + T_1 = 0,78 + 0,39 = 1,17 \text{ kN}$$

– L'effort dans le tronçon des liernes L3:

$$T_3 = R + T_2 = 1,17 + 0,78 = 1,95 \text{ kN}$$

– L'effort dans le tronçon des liernes L4:

$$T_4 = R + T_3 = 1,17 + 1,95 = 3,12 \text{ kN}$$

– L'effort dans le tronçon des liernes L5:

$$T_5 = R + T_4 = 1,17 + 3,12 = 4,29 \text{ KN}$$

– L'effort dans les diagonales L6 :

$$T_6 = \frac{T_5}{\sin(\theta)} = \frac{4,29}{\sin(21,80^\circ)} = 11,55 \text{ kN}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{3e}{l}\right) = \arctg\left(\frac{3 \times 1,6}{12}\right) = 21,80^\circ$$

III.2.5.2. Dimensionnement

On prend : $N_{sd} = T_5 = 4,29 \text{ kN}$

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante : [2]

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{429 \times 1,1}{2750} = 0,172 \text{ avec } A = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4}$$

$$\emptyset \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,172}{\pi}} = 0,468 \text{ cm} .$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\emptyset = 10 \text{ mm}$.

III.3. Les lisses de bardage

-Introduction :

Les lisse de bardage sont constitué de poutrelle ou de profil minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par portée admissible des bacs de bardage.

III.3.1. Vérification de la lisse de long pan (Longueur 12m)

Calcul le nombre des lisse et l'espacement entre lisse :

On a $h = x + (n-1) e$

h : la longueur du poteau (3m)

e : espacement entre les lisses (on suppose 1,5m)

n : nombre des lisses

$$n = 1 + \frac{h+0,3-0,5}{e} = 1 + \frac{3+0,3-0,5}{1,5} = 2,87 \text{ on prend } n=3 \text{ lisses}$$

$$\text{Alors } e = \frac{h+0,3-0,5}{n-1} = \frac{3+0,3-0,5}{2} = 1,4 \text{ m}$$

III.3.2. Evaluation des charges**a) Charge permanentes (G) :**

Poids propre de la lisse (ipe100) 8,1 kg/ml

Poids de bardage (panneaux sandwiches) LL100 18,98 kg/m²

Accessoires de pose :5 kg/m²

$$G = [(P_{\text{tole}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{panne}}$$

Avec : e = espacement entre les lisses (**e=1,4m**)

$$G = [(18,98 + 5) \times 1,4] + 8,1 = 41,67 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,409 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge climatique :

La pression engendrée par le vent (voir tableau II.14)

L'action du vent maximal est

$$V_{\text{eq}} = \frac{(-1,3565 \times 3,8) + (-1,15558 \times 8,2)}{12} = -1,15 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 1,15 \times 1,4 = 1,61 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons des charges les plus défavorable :

$$Q_{z,\text{sd}} = 1,5V$$

$$Q_{z,\text{sd}} = 1,5 \times 1,61 = 2,415 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{y,\text{sd}} = 1,35G$$

$$Q_{y,\text{sd}} = 1,35 \times 0,409 = 0,552 \text{ KN/ml}$$

Poutre sur deux appuis :

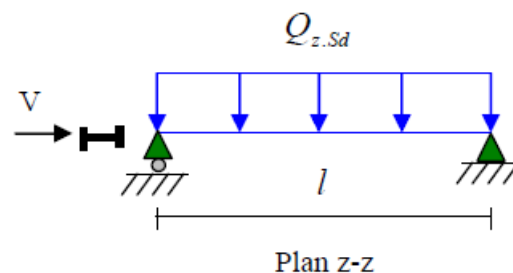


Figure III. 7: Plan de chargement (z-z). [2]

$$M_{y,\text{sd}} = \frac{Q_{z,\text{sd}} \times l^2}{8} = \frac{2,415 \times 12^2}{8} = 43,47 \text{ KN.m}$$

Poutre sur quatre appuis :

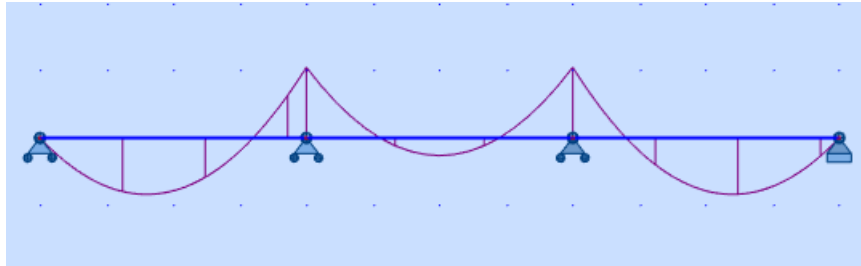


Figure III. 8: Diagramme des lisses de la flexion simple. [6]

$$M_{z,sd} = 0,88 \text{ KN.m} \quad [6]$$

On prend IPE100

III.3.3. Vérification à la flexion

Pour vérifier un élément qui travaille à la flexion déviée il faut que déterminé la classe de profilé [2]

Alors la vérification a la résistance est donné par la formule suivante :

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{bf/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{bf/2}{t_f} = \frac{55/2}{5,7} = 4,82 < 10 \Rightarrow \text{semele de classe 1}$$

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{88,6}{4,1} = 2,1 < 72 \Rightarrow \text{ame de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1

Les profilés laminés de calibre inférieur ou égale à IPE200 sont généralement d'une section de classe 1.

Alors la vérification a la résistance est donné par la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

On a un profilé IPE alors $\alpha = 2$ et $\beta = 5n > 1$ avec $n = N_{sd}/N_{plrd}$

Dans notre cas $N_{sd} = 0$ alors $\beta = 1$

Avec :

$$M_{pLyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39,41 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 9,662 \text{ KN. m}$$

$$M_{pLzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9,15 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 2,243 \text{ KN. m}$$

$$\left(\frac{43,47}{9,662}\right)^2 + \left(\frac{0,88}{2,243}\right)^1 = 20,63 > 1$$

Donc la résistance n'est pas vérifiée.

Alors par tâtonnement on choisit un IPE220

Poids propre de la lisse (IPE220) 26,2 kg/ml

$$G = [(18,98 + 5) \times 1,4] + 26,2 = 59,77 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0,586 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35 \times 0,586 = 0,791 \text{ KN/ml}$$

$$M_{z,sd} = 1,36 \text{ KN. m} \quad [6]$$

Avec :

$$M_{pLyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285,4 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 69,97 \text{ KN. m}$$

$$M_{pLzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{58,11 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 14,247 \text{ KN. m}$$

$$\left(\frac{43,47}{69,97}\right)^2 + \left(\frac{1,26}{14,427}\right)^1 = 0,47 < 1$$

Donc la résistance est vérifiée.

III.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{sdz} = \frac{(1,5V)l}{2} \leq V_{plz. rd}$$

$$V_{plz. rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{sdy} \leq V_{ply. rd}$$

$$V_{ply. rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_{vz} = A - 2b \cdot tf + (tw + 2r)tf = 15,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{vy} = 2b \cdot tf + (tw + r)tw = 21,3 \text{ cm}^2$$

A.N:

$$V_{sdy} = 1,90 \text{ KN} \quad [6]$$

$$V_{plrdy} = \frac{21,3 \times \left(\frac{27,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 307,44 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{2,415 \times 12}{2} = 14,49 \text{ KN}$$

$$V_{plrdz} = \frac{15,88 \times \left(\frac{27,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 229,21 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 1,90 \text{ kn} < V_{plrdy} = 307,44 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 14,49 \text{ kn} < V_{plrdz} = 229,21 \text{ KN}$$

Donc le cisaillement est vérifié.

III.3.5. Vérification au déversement

Déversement c'est le flambement latéral de la partie comprimé plus la rotation de la section transversale.

Il y a le risque de déversement de la lisse à cause de dépression du moment que la semelle comprimée est libre sur toute sa longueur. [2]

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} < 1$$

$$M_{brd} = X_{lt} \times \beta_w \times M_{plyrd}$$

$$\beta_w = 1.0 \rightarrow \text{Classe 1}$$

L'élanement réduit λ_{lt} :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \beta_w^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad \lambda_1 = 86,4$$

λ_{lt} pour les profilés I et H :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/e_x} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

IPE 220 : $i_z = 2,48 \text{ cm}$; $h = 22 \text{ cm}$; $e_x = 0,92 \text{ cm}$

Poutre simplement appuyée avec lierne à mi- travée : $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{lt} = \frac{400/2,48}{1,132^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{400/2,48}{22/0,92} \right)^2 \right)^{0,25}} = 112,69$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] = 112,69/86,4 = 1,3$$

$$\varphi_{lt} = 0,5(1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2) = 0,5(1 + 0,21(1,3 - 0,2) + 1,3^2)$$

$$\varphi_{lt} = 1,46$$

$$x_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}} = 0,47$$

$$M_{brd} = X_{lt} \times M_{ply.rd} = 0,47 \times 69,97 = 32,89 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{43,47}{32,89} + \frac{0,75}{14,247} = 1,37 > 1 \text{ C.N.V}$$

On change le profilé et on prend IPE270

$$G = (18,98 + 5) \times 1,4 + 36,1 = 69,672 \text{ kg/ml}$$

$$1,35G = 0,895 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pLyrd} = \frac{484 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 120,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{pLzrd} = \frac{96,95 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 23,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1,43 \text{ KN.m} \quad [6]$$

$$\lambda_{lt} = \frac{400/3,02}{1,132^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{400/3,02}{27/1,02} \right)^2 \right)^{0,25}} = 101,62$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] = 101,62/86,4 = 1,18$$

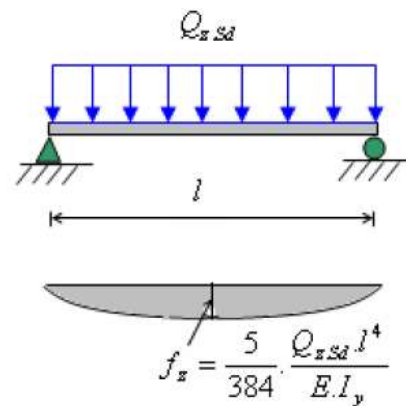
$$\varphi_{lt} = 0,5(1 + 0,21(1,18 - 0,2) + 1,18^2) = 1,3 ; x_{lt} = 0,54$$

$$M_{brd} = X_{lt} \times M_{ply.rd} = 0,54 \times 120,12 = 64,86 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{43,47}{64,86} + \frac{1,43}{18,123} = 0,75 < 1 \dots \text{Vérifiée}$$

III.3.6. Vérification à la flèche

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

**Figure III. 9:** Diagramme des lisses de la flèche. [2] [6]

Flèche verticale sur quatre appuis (suivant y-y)

$$\bar{f} = \frac{L/3}{200} = \frac{1200/3}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_y^{\max} = 0,2 \text{ cm} \quad [6]$$

$$f_{\max} = 0,2 \text{ cm} < \bar{f} = 2 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Flèche horizontale sur deux appuis (suivant z-z)

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

$$f_z^{\max} = \frac{5 \cdot Q_{sdz} \cdot (L)^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_z^{\max} = \frac{5 \times 1,61 \times 10^{-2} \times (1200)^4}{384 \times 21000 \times 5790} = 3,58 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 3,58 \text{ cm} < \bar{f} = 6 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Le profilé **IPE270** est convient pour les lisses de bardage de long pan

III.3.7. Calcul de la section du lierne nécessaire**III.3.7.1. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicitée**

La réaction R au niveau du lierne :

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}} = [(18,98 + 5) \times 1,4] + 36,1 = 68,272 \text{ Kg}$$

$$G = 0,67 \text{ KN}$$

$$R = 1,25 (1,35G) \times 1/3 = 1,25 \times (1,35 \times 0,67) \times 4 = 4,52 \text{ KN}$$

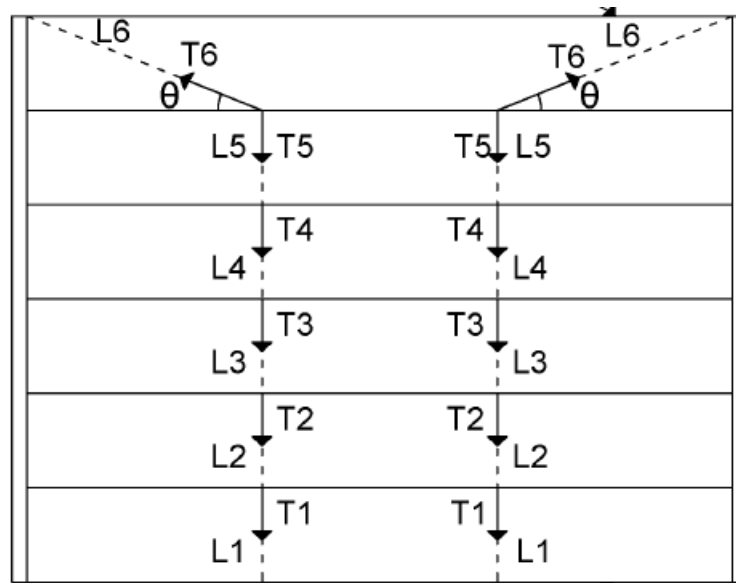


Figure III. 10: Schéma représentant les liernes des lisses.

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = R/2 = 2,26 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de liernes L2 L3 :

$$T_2 = T_1 + R = 2,26 + 4,52 = 6,78 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 6,78 + 4,52 = 11,3 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4 :

$$T_4 \times \sin \theta = T_3$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{1,4}{4}\right) = 19,29^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{\sin \theta} = \frac{11,3}{\sin(19,29)} = 34,21 \text{ KN}$$

III.3.7.2. Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L₄

$$T_4 = 34,21 \text{ KN}$$

Nature de la sollicitation : tension

$$\text{Résistance plastique de la section brute : } N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}}$$

Condition de vérification à la résistance :

$$T_4 \leq N_{PL} \quad T_4 \leq \frac{A \cdot f_y}{1,1}$$

$$A > \frac{T_4 \times 1,1}{f_y} = \frac{34,21 \times 1,1}{27,5} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 1,37}{\pi}} = 1,32 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\Phi = 1,32 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre :

$$\Phi = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

III.4. Vérification de la lisse de pignon (Longueur 7m)

III.4.1. Evaluation des charges

a) Charge permanentes (G) :

Poids propre de la lisse (IPE60) ... 15,8 kg/ml

Poids de bardage (panneaux sandwiches) LL100 18,98 kg/m²

Avec : e = espacement entre les lisses (e=1,4 m).

$$G = [(18,98 + 5) \times 1,4] + 15,8 = 49,37 \text{ kg/ml .}$$

$$G = 0,485 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge climatique :

La pression engendrée par le vent (voir tableau II.10)

$$V_{eq} = \frac{(-1,3565 \times 3,8) + (-1,15558 \times 8,2)}{12} = -1,15 \text{ KN/ml}$$

$$V = 1,15 \times 1,4 = 1,61 \text{ KN/ml}$$

Tableau III. 2: Dimensionnement des lisses de pignon

Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Déversement	La flèche (cm)
$M_{ysd} = 14,79$ $M_{plyrd} = 30,376$	$V_{sdz} = 8,45$ $V_{plzrd} = 139,43$	$M_{brd} = 18,77 \text{ kn. m}$ $M_{pLyrd} = 40,796 \text{ kn. m}$	$f_{y,max} = 0,19$ $\bar{f}_y = 1,75$
$M_{zsd} = 1,002$ $M_{plzrd} = 6,399$	$V_{sdy} = 1,43$ $V_{plyrd} = 185,33$	$M_{z,sd} = 1,39 \text{ kn. m}$ $M_{pLzrd} = 8,483 \text{ kn. m}$	$f_{z,max} = 1,82$ $\bar{f}_z = 3,5$
$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}}\right)^1 < 1$ $0,4 < 1$	$V_{sdz} < V_{plzrd}$ $V_{sdy} < V_{plyrd}$	$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{pLzrd}} \leq 1$ $0,95 < 1$	$f_{y,max} < \bar{f}_y$ $f_{z,max} < \bar{f}_z$
Condition vérifier	Condition vérifier	Condition vérifier	Condition vérifier

Le profilé **IPE180** est convient pour les lisses de bardage de pignon.

III.4.2. Calcul de la section du lierne nécessaire

III.4.2.1. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicitée

La réaction R au niveau du lierne :

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}} = [(18,98 + 5) \times 1,4] + 18,8 = 52,372 \text{ Kg}$$

$$G = 0,514 \text{ KN}$$

$$R = 1,25 (1,35G) \times 1 / 2 = 1,25 \times (1,35 \times 0,514) \times 3,5 = 3,04 \text{ KN}$$

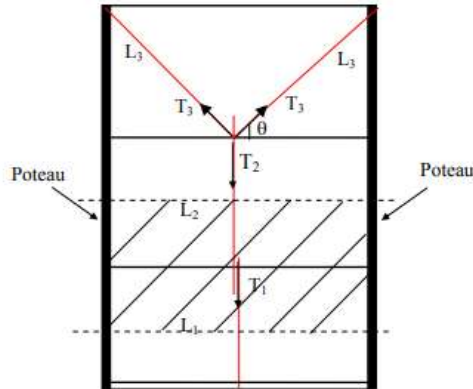


Figure III. 11: Schéma représentant les liernes des lisses. [2]

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = R / 2 = 1,52 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de liernes L2 L3 L4 L5 L6 :

$$T_2 = T_1 + R = 1,52 + 3,04 = 4,56 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 4,56 + 3,04 = 8 \text{ KN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 8 + 3,04 = 11,04 \text{ KN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 11,04 + 3,04 = 14,08 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L6 :

$$2T_6 \times \sin \theta = T_5$$

$$\theta = \text{arc}(\text{tag}) \frac{1,4}{3,5} = 21,8^\circ$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \times \sin \theta} = \frac{14,08}{2 \times \sin(21,8)} = 18,96 \text{ KN}$$

III.4.2.2. Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L6

$$T_6 = 18,96 \text{ KN}$$

Nature de la sollicitation : tension

Résistance plastique de la section brute : $N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}}$

Condition de vérification à la résistance :

$$T_6 \leq N_{PL} \quad T_6 \leq \frac{A f_y}{1.1}$$

$$A > \frac{T_6 \times 1.1}{f_y} = \frac{18,96 \times 1.1}{27,5} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,76}{\pi}} = 0,98 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0,98 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre :

$$\phi = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm} .$$

III.5. Dimensionnement des potelets

III.5.1. Détermination nombre des potelets et l'espacement

Dans notre cas on a une largeur de 20 m donc on prend un espacement de 7 m et 6 m avec un nombre de potelets égale à 2.

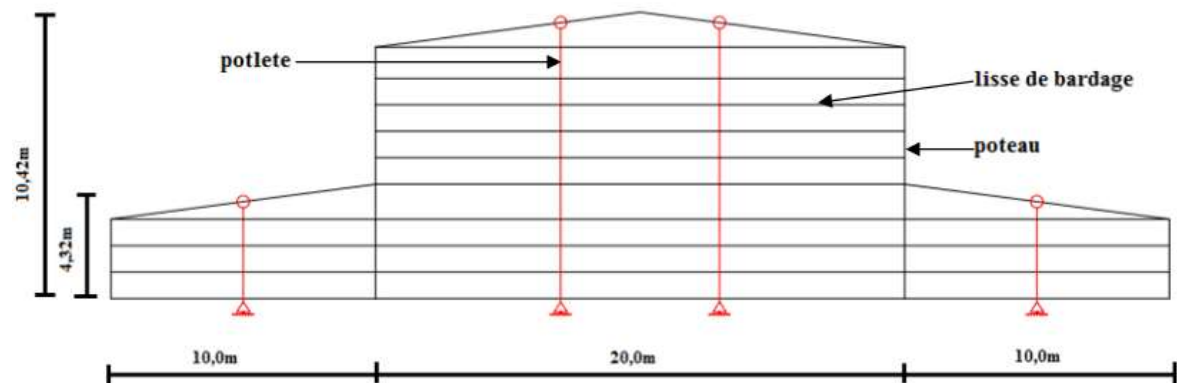


Figure III. 12: Vue des potelets en partie de pignon.

III.5.1.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente :

Poids de bardage..... 18.98 kg/m²

Poids propre de lisse (IPE180) ... 18,8 Kg/m²

Accessoires de pose... 5 Kg/m²

Nombre de lisse supportées par le potelet..... 7 lisses

Longueur de la lisse 6,5 m

$$G = (18,8 \times 6,5 \times 7) + (18,98 + 5) \times 6,5 \times 10,42 = 2479,57 \text{ kg}$$

$$G = 24,316 \text{ KN}$$

b) Charge climatique :

La pression engendrée par le vent (voir tableau II.10).

$$V_{eq} = \frac{(-0,854 \times 3) + (-1,155 \times 3,5)}{6,5} = -1,01 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,01 \times 6,5 = -6,57 \text{ KN/ml}$$

III.5.1.2. Pré dimensionnement de l'élément

Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées

$$\Delta_y = \frac{5.V.L^4}{384.E.I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{1000 \times 6,57 \times 10^{-2} \times 10,42^3}{384 \times 21000} = 9217,6 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés on prend IPE330

III.5.1.3. Vérification de la section a la résistance

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée.

Classe de la section : [3]

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Classe de la semelle : (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{80}{11,7} = 6,96 \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{classe 1.}$$

Classe de l'âme : (âme comprimé)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 > 38\varepsilon = 34,96 \rightarrow \text{classe 2.}$$

La section est de classe 2.

$$M_{sdy} \leq M_{c.rdy}$$

$$Q_{sdy} = 1,5 \times 6,57 = 9,855 \text{ KN/ml}$$

$$M_{c.rd} = M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = 201,075 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = \frac{Q_{sdy} \times L^2}{8} = \frac{9,855 \times 10,42^2}{8} = 133,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 133,75 \text{ kN.m} \leq M_{c.rdy} = 201,075 \text{ KN.m} \quad C.V$$

Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{plrd}$ Il n'a pas d'interaction

$$V_{sdz} = \frac{Q_{sd} \times L}{2} = \frac{9,855 \times 10,42}{2} = 51,34 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 30,81 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrdz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1,1} = 436,62 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 51,34 \text{ kn} \leq 0,5V_{plrdz} = 218,31 \text{ KN} \quad \text{c.v}$$

Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 24,316 = 32,83 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{1,1} = \frac{62,61 \times 27,5}{1,1} = 1565,25 \text{ KN}$$

$$0,25 \times N_{plrd} = 0,25 \times 1565,25 = 391,31 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 62,61 - 2 \times 16 \times 1,15 = 25,81 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,5 \times 25,81 \times 27,5}{1,1} = 322,63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 32,83 \text{ KN} < \min(322,63; 391,31) = 322,63 \text{ KN} \quad \text{c.v}$$

III.5.1.4. Vérification de l'élément aux instabilités

Calcul de coefficient de réduction minimal pour le flambement X_{\min} :

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y; X_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y' (dans le plan du portique)

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1,2,3)}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon \quad \text{Et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad \lambda_1 = 86,8$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1042}{13,71} = 76$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \frac{76}{86,8} \times 1 = 0,88 > 0,2 \text{ il y a risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2,06 > 1,2 ; \quad \text{Axe de flambement } y - y' \rightarrow \text{courbe de flambement a; } \alpha = 0,21$$

$$\varphi_y = 0,5(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,5(1 + 0,21(0,88 - 0,2) + 0,88^2) = 0,96$$

$$X_y = \frac{1}{0,96 + (0,96^2 - 0,88^2)^{0,5}} = 0,74$$

Flambement par rapport à l'axe fort z-z' (hors du plan du portique) :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{140}{3,55} = 39,44$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \frac{39,44}{86,8} \times 1 = 0,45 > 0,2 \text{ il y a risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2,06 > 1,2$$

Axe de flambement z - z' → courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0,34$

$$\varphi_z = 0,5(1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,5(1 + 0,34(0,45 - 0,2) + 0,45^2) = 0,64$$

$$X_z = \frac{1}{0,64 + (0,64^2 - 0,45^2)^{0,5}} = 0,91$$

$$X_{\min} = (X_y; X_z) = (0,74; 0,91) = 0,74$$

Calcul l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{lt}$:

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \beta_w^{0,5} \text{ Avec } \lambda_1 = 86,8$$

$$\lambda_{lt} = \frac{l_z/i_z}{C_1^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)^{0,25}} = \frac{140/3,55}{1,132^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{140/3,55}{33/1,15} \right)^2 \right)^{0,25}} = 36,24$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{36,24}{86,8} \times 1^{0,5} = 0,42 > 0,4 \text{ risque de déversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0,5(1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2) = 0,5(1 + 0,21(0,42 - 0,2) + 0,42^2) = 0,61$$

$$X_{lt} = \frac{1}{0,61 + (0,61^2 - 0,42^2)^{0,5}} = 0,95 \leq 1.$$

Calcul des coefficient K :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} \times W_{ely}}{W_{ely}} = 0,42(2 \times 1,3 - 4) + \frac{804,3 - 713,1}{713,1} = -0,4 \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A f_y} = 1 - \frac{-0,46 \times 32,83}{0,74 \times 62,61 \times 27,5} = 1,012 \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{My} - 0,15 = 0,15 \times 0,45 \times 1,3 - 0,15 = -0,06 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{X_z \times A f_y} = 1 - \frac{-0,06 \times 32,83}{0,91 \times 62,61 \times 27,5} = 1,001$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{1,5Vl^2}{8} = \frac{1,5 \times 6,57 \times 10,42^2}{8} = 133,75 \text{ KN.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\delta_{m1}} = \frac{62,61 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 1565,25 \text{ KN}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\delta_{m1}} = \frac{804,3 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 201,075 \text{ KN.m}$$

III.5.1.5. Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{X_{MIN} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply,rd}} = \frac{32,83}{0,74 \times 1565,25} + \frac{1,021 \times 133,75}{201,075} = 0,71 < 1 \text{ C.V}$$

III.4.1.6. Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{plrd}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} M_{ply,rd}} = \frac{32,83}{0,91 \times 1565,25} + \frac{1,001 \times 133,75}{0,95 \times 201,075} = 0,73 < 1 \text{ C.V}$$

Conclusion :

L'IPE330 Convient comment potelet.

III.5.2. Calcul de potelets (h=3,66m)

III.5.2.1. Détermination nombre des potelets et l'espacement

Dans notre cas on a une largeur de 10m donc on prend un espacement de 5m avec un nombre de potelets égale à 1.

III.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente :

Poids propre de lisse (IPE180) 18,8 Kg/m²

Nombre de lisse supportées par le potelet..... 3 lisses

Longueur de la lisse 5 m

$$G = (18,8 \times 3 \times 5) + (18,98 + 5) * 5 * 3,66 = 720,834 \text{ Kg}$$

$$G = 7,069 \text{ KN}$$

b) Charge climatique :

La pression engendrée par le vent (voir tableau II.10).

$$V_{eq} = \frac{(-1,3565 \times 1,3) + (-1,15558 \times 3,7)}{5} = -1,23 \text{ KN/ml}$$

$$V = -1,23 \times 5 = 6,15 \text{ KN/ml}$$

III.5.2.3. Pré dimensionnement de l'élément

$$I_y = \frac{1000 \times 6,15 \times 10^{-2} \times 366^3}{384 \times 21000} = 373,91 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés on prend IPE140

$$Q_{sdy} = 1,5 \times 6,15 = 9,23 \text{ KN/ml}$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y; X_z); X_{\min} = (0,83; 0,61) = 0,61$$

Vérification du profilé **IPE140**

Tableau III. 3: Dimensionnement de potelet de pignon h=3,66m

Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Flambement	Déversement
$M_{ysd} = 15,45$ $M_{crd} = 22,085$	$V_{sdz} = 18,03$ $0,5V_{plrdz} = 110,27$	$x_{\min}=0,61$; $K_y=1,01$	$x_z=0,61$; $K_{lt}=1$; $x_{lt}=0,8$
$M_{sd,y} < M_{crd}$	$N_{sd} = 9,54$ $0,25N_{plrd} = 102,69$ $V_{sdz} < 0,5V_{plzrd}$ $N_{sd} < 0,25N_{plrd}$	$\frac{N_{sd}}{x_{\min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply.rd}} < 1$ $0,74 < 1$	$\frac{N_{sd}}{x_z \times N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{x_{lt} \times M_{ply.rd}} < 1$ $0,91 < 1$
Condition vérifier	Condition vérifier	Condition vérifier	Condition vérifier

L'IPE140 Convient comment potelet.

III.6. Conclusion

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profils des éléments secondaires capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent et neige. Les profilés obtenus ont été retenus après plusieurs vérifications pour des différentes sollicitations.

Chapitre IV : Etude Pont Roulant

IV.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de définir le pont roulant ainsi que ces caractéristiques pour assurer une fonctionnalité parfaite lors du déplacement longitudinal du pont en prenant compte des charges qu'il soulève. Ceci doit être assuré par des poutres de roulement qui assurent le déplacement longitudinal du pont roulant et son chargement.

- **Ponts roulants** : Un pont roulant, est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace transversalement au chemin de roulement, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre. Dans notre cas on a deux poutres on parle d'un pont bipoutre.
- **Chemin de roulement** : Le chemin de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports. Habituellement, le chemin est constitué de deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- **Poutre de roulement** : La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal du chemin (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les montants de cadres de halle.

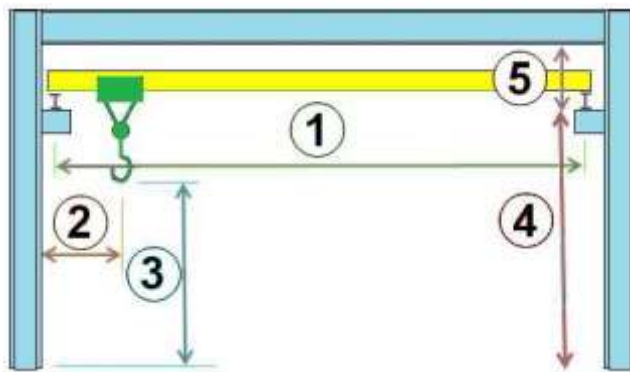
Pour cette étude on utilise :

Eurocode 1 : partie 03 actions induites par les ponts roulant.

Craneway logiciel : vérification des chemins de roulement



Figure IV. 1: Pont roulant.



- 1- La portée
- 2- La cote d'approche
- 3- La hauteur de levage
- 4- Hauteur de pose
- 5- La hauteur d'encastrement

Figure IV. 2: Terminologie.

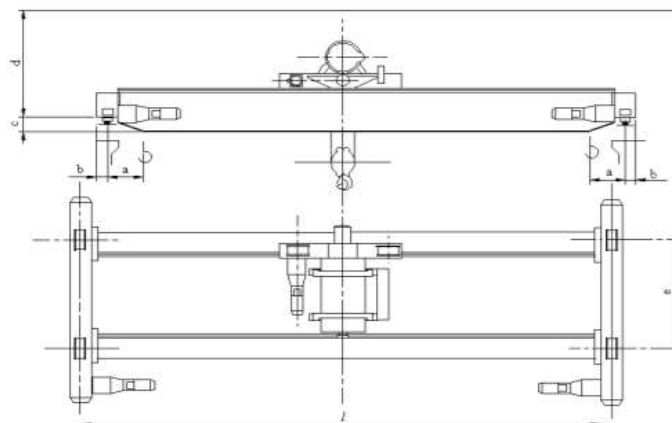


Figure IV. 3: Schéma en 2D d'un pont roulant.

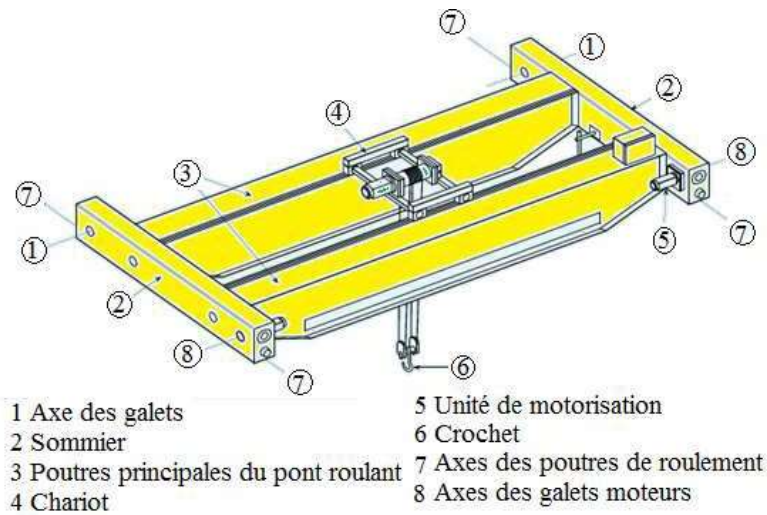


Figure IV. 4: Principaux composants d'un pont roulant.

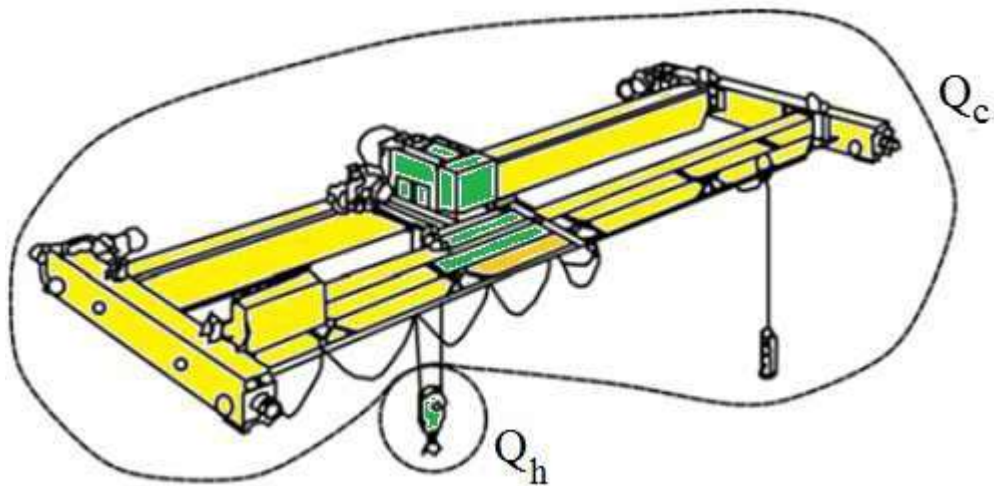


Figure IV. 5: Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage.

IV.1.1. Charges verticales des appareils de levage — valeurs caractéristiques

Il convient de déterminer les valeurs caractéristiques des charges verticales exercées par les appareils de levage sur leurs structures porteuses comme indiqué (Tableau IV.1).

Les composantes dynamiques induites par une vibration due aux forces d'inertie et aux forces d'amortissement sont généralement prises en compte par des coefficients dynamiques ϕ (tableau IV.1) appliqués aux composantes statiques.

Tableau IV. 1: Groupes des charges et des coefficients dynamiques à considérer comme une action caractéristique de l'appareil de levage [4]

		Symbole	Groupes de charges									
			État limite ultime							Charge d'essai	Accidentelle	
			1	2	3	4	5	6	7		8	9
1	Poids propre de l'appareil de levage	Q_c	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Masse à lever	Q_h	φ_2	φ_3	—	φ_4	φ_4	φ_4	η	—	1	1
3	Accélération de la poutre du pont	$H_L H_T$	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	—	—	—	φ_5	—	—
4	Marche en crabe de la poutre du pont	H_S	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—
5	Accélération ou freinage du chariot ou du palan avec chariot	H_{T3}	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—
6	Vent en service	F_W	1	1	1	1	1	—	—	1	—	—
7	Charge d'essai	Q_T	—	—	—	—	—	—	—	φ_6	—	—
8	Force de temponnement	H_B	—	—	—	—	—	—	—	—	φ_7	—
9	Force de basculement	H_{TA}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1

η : est la part relative de la masse à lever qui reste après avoir enlevé la charge utile, mais qui n'est pas incluse dans le poids propre de l'appareil de levage.

Tableau IV. 2: Valeurs des coefficients dynamiques φ_i pour les charges verticales [4]

Valeurs des coefficients dynamiques	
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Les deux valeurs 1,1 et 0,9 correspondent aux valeurs supérieure et inférieure des impulsions vibratoires.
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 v_h$ où v_h est la vitesse constante de levage [en m/s] $\varphi_{2,\min}$ et β_2 voir Tableau 2.5
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$ où : Δm est la partie larguée ou tombée de la masse de levage ; m est la masse de levage totale ; $\beta_3 = 0,5$ pour les appareils de levage équipés de grappins ou dispositifs similaires à largage non instantané ; $\beta_3 = 1,0$ pour les appareils de levage équipés d'aimants ou de dispositifs similaires à largage instantané.
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$ à condition de respecter les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées spécifiées dans l'EN 1090-2.
NOTE Si les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées définies dans l'EN 1090-2 ne sont pas respectées, le coefficient dynamique φ_4 peut être déterminé avec le modèle donné dans l'EN 13001-2.	

-Concevoir une poutre de roulement simplement appuyée pour transporter un pont roulant électrique dont les données sont les suivantes :

Capacité du pont = 140 KN.

Portée entre les rails du pont : $L = 19$ m

Poids propre du pont : $QC_1 = 70$ KN

Poids propre du chariot : $QC_2 = 14,5$ KN

Masse à lever nominale : $Q_{h, nom} = 140$ KN

Approche minimale du crochet : $e_{min} = 0$ m

$\beta_2 = 0,34$; $\varphi_{2.min} = 1,10$. $v_h = 6 \frac{m}{s}$

Coefficients d'amplification dynamique :

$\varphi_1 = 1.1$

$\varphi_2 = \varphi_{2min} \times \beta_2 \times v_h = 1,134$.

$\varphi_3 = 1.0$

$\varphi_4 = 1.0$

$\varphi_5 = 1,5$

-Classe de lavage HC 2 Appareils de levage d'atelier (Annex-B) (Tableau 2.5) Hangar de maintenance usage industriel. Appareils de levage d'atelier . [4]

IV.1.2. La charge utile

Mouvement. Le calcul du pont roulant doit prendre en compte son poids propre et la charge utile égale à la charge soulevée multipliée par un coefficient dynamique. La charge utile représente la charge maximale que peut transporter le pont roulant.

IV.1.3. Le choix du rail de roulement

Le type et la dimension du rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charge, vitesse, portée...) et aussi en fonction du type de galet.

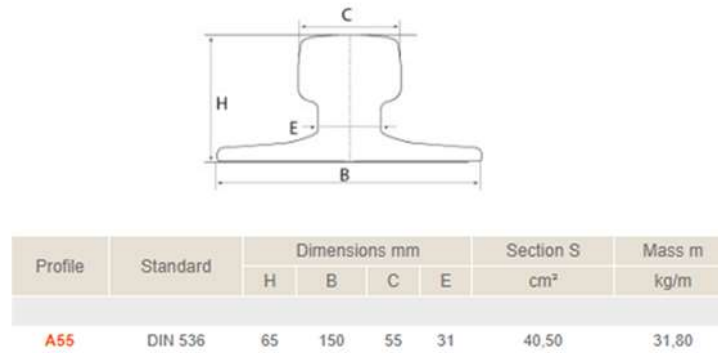


Figure IV. 6: Les Caractéristiques et les dimensions du rail de roulement [5]

IV.1.4. Action verticale

Les actions verticales incluent les charges permanentes (poids propre du pont, charge admissible, palan avec chariot, etc.)

Pour la distribution de ces charges permanentes, on adopte généralement l'hypothèse que les poutres principales et les poutres secondaires sur sommiers sont sur appuis simples.

Pour obtenir la disposition la plus défavorable des charges sur la poutre de roulement, on considère généralement que le chariot est situé à mi-portée ou à la distance minimale d'approche du crochet vers le chemin de roulement.

Ces deux positions du chariot correspondent aux charges maximales et minimales appliquées par les galets sur la poutre de roulement.

Il convient également de considérer une excentricité d'application de ces charges, généralement prise égale à $\frac{1}{4}$ de la largeur de la tête du rail.

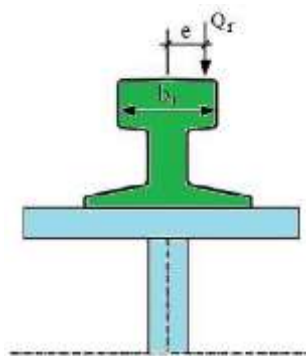


Figure IV. 7: Excentricité d'application de la charge d'un galet. [4]

IV.1.5. Les charges roulantes

Afin de prendre en compte quelques aspects spécifiques comme l'impact des galets au niveau des attaches des rails, l'usure de ces derniers et celle des galets, la libération ou le levage de la charge, etc., des coefficients dynamiques sont appliqués aux valeurs des actions statiques précédentes. [4]

Les coefficients dynamiques utilisés pour les actions verticales sont notés ϕ_1 à ϕ_4

La charge roulante est constituée par les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et, éventuellement, les actions de guidage du pont roulant.

Ces réactions (Fig.8) dépendent :

- Du poids du pont roulant, du chariot, de la charge à lever,
- De l'accélération et de la décélération des mouvements de levage, de direction du chariot et de translation du pont roulant,
- De la marche en crabe du pont roulant,
- Du choc des galets dus aux joints de rails,
- De l'arrachement ou du lâché brutal de la charge à lever.

Q_r, max : Charge verticale maximale

- Poids du pont roulant, du chariot, de la charge à lever.
- Accélération et décélération des mouvements de levage.
- Chocs des galets dus aux joints de rails.
- A l'arrachement ou au lâché brutal de la charge à lever.

HT : Charge horizontale transversale

- Accélération et décélération des mouvements de direction du chariot.
- De la marche en crabe du pont roulant.

HS, T : Charge horizontale transversale due à la marche en crabe du pont

- Les écarts de dimension, l'usure et le jeu à l'intérieur du système de guidage latéral provoquent la marche en crabe du pont roulant.

HL : Charge horizontale longitudinale

- Accélération et décélération des mouvements de translation du pont roulant.

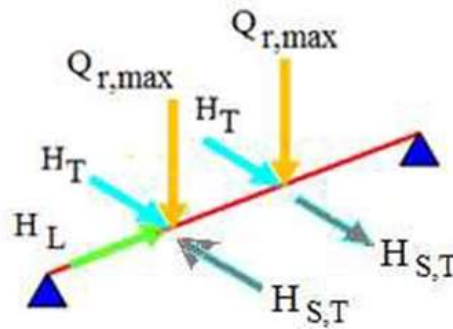


Figure IV. 8: Réaction des charges roulantes. [5]

IV.1.6. Actions horizontales

Il convient de tenir compte des catégories de forces horizontales suivantes :

- Celles produites par l'accélération et la décélération du pont lors de ses déplacements le long des poutres de roulement ;
- Celles dues à l'accélération et à la décélération du chariot sur la poutre principale du pont ;
- Celles provoquées par la marche en crabe du pont lors de ses déplacements le long de la poutre de roulement ;
- Les forces de tamponnement liées au déplacement du pont ;
- Les forces de tamponnement liées au déplacement du chariot.

Il convient de ne considérer qu'un seul de ces cinq types de forces horizontales en même temps. La troisième est généralement supposée être couverte par la cinquième. Les deux dernières sont considérées comme des forces accidentelles.

Les situations suivantes qui prennent en compte les deux premiers types d'actions sont généralement celles qui conduisent au dimensionnement de la poutre de roulement.

IV.1.7. Forces résultant de l'accélération et de la décélération du pont le long de ses poutres de roulement

Elles agissent au niveau de la surface de contact entre le rail et le galet.

Elles doivent être amplifiées par un coefficient dynamique ϕ_5 dont les valeurs peuvent varier de 1,0 à 3,0, la valeur $\phi_5 = 1,5$ étant généralement celle à retenir. Ces forces se décomposent en forces longitudinales (K_1 et K_2) et transversales ($H_{T,1}$ et $H_{T,2}$) comme montré à la Figure 9.

Les forces longitudinales correspondent à la résultante de la force d'entraînement \mathbf{K} ; celle-ci devant être transmise sans glissement par les galets moteurs même lorsque le pont ne porte aucune charge.

La résultante de la force d'entraînement ne passe pas par le centre de gravité « S », ce qui engendre un moment dû à la marche en crabe chaque fois que le pont accélère ou freine. Ce moment est distribué sur chaque poutre de roulement en fonction de leur distance au centre de gravité.

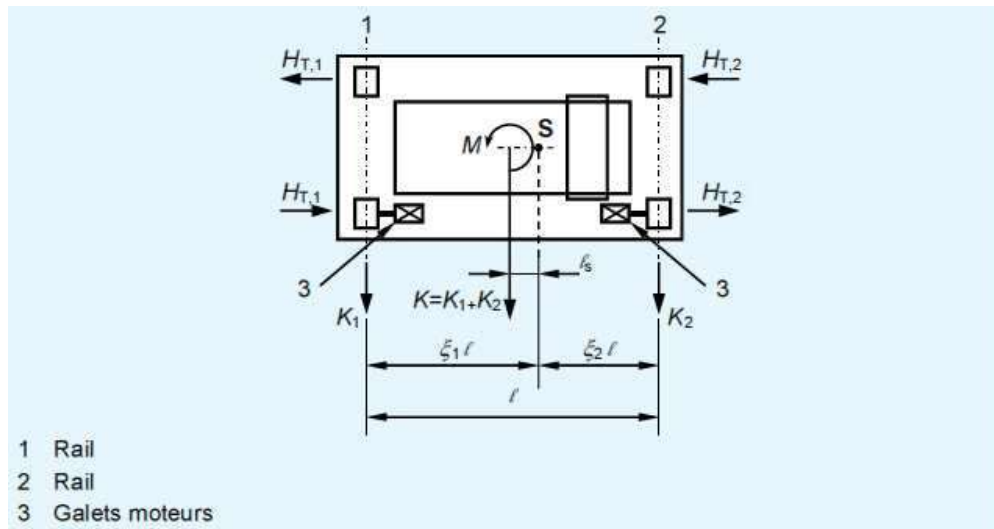


Figure IV. 9: Forces d'accélération et décélération. [5]

IV.1.8. Forces résultantes de la marche en crabe du pont en relation avec son déplacement le long des poutres de roulement

Les forces décrites ci-dessous sont dues au déplacement oblique du pont quand il est supposé en position de crabe, quelle qu'en soit la raison, et lorsqu'il continue à se déplacer obliquement jusqu'à ce que le dispositif de guidage vienne en contact avec le bord du rail.

La force latérale sur le côté du rail augmente jusqu'à atteindre une valeur de pointe « S » et c'est sous l'action de cette dernière que le pont revient à une marche normale, du moins temporairement.

Le calcul des forces correspondantes dépend du type de système de guidage (unités à galets indépendants ou couplés), de la fixation des galets en fonction des mouvements latéraux et de la position du centre instantané de rotation. Tableau 1

Les forces résultant de la marche en crabe se décomposent en forces longitudinales et transversales comme indiqué à la Figure 10.

Ces charges s'appliquent au niveau de chaque galet (**H S, i, j, k**) et une force de guidage **S**

(Appelée aussi effort de pilotage) agit sur le système.

Dans les forces **H S,i,j,k** les indices correspondent à :

- **S** pour « marche en crabe » (*skewing* en anglais) ;
- **i** : pour une poutre de roulement ;
- **j** : pour une paire de galets (la valeur 1 correspond au galet le plus éloigné du centre de rotation) ;
- **K** : pour la direction de la force, L si elle agit longitudinalement ou T si elle agit transversalement.

La force **S** équilibre la somme des forces transversales

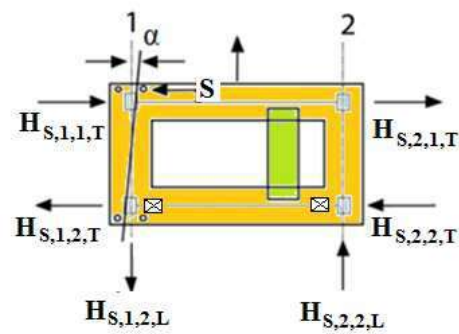


Figure IV. 10: Marche en crabe du pont. [5]

IV.1.9. Détermination des forces vertical

1. Pont roulant non chargé

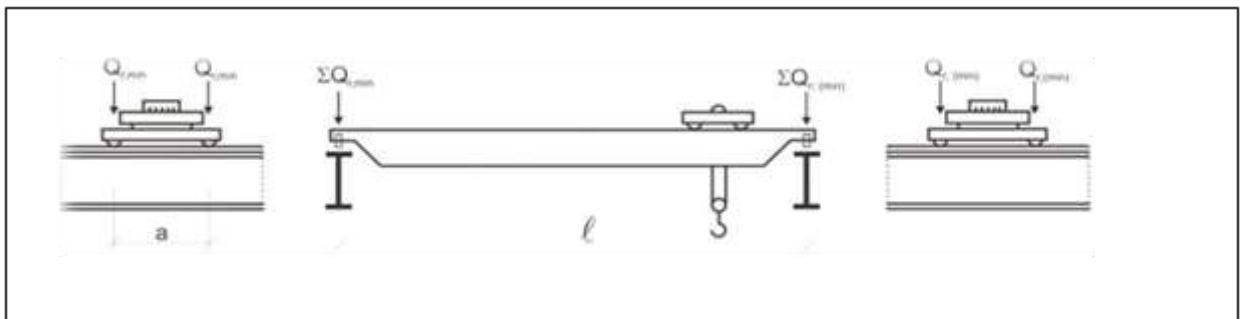


Figure IV. 11: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un Chargement minimal sur la poutre de roulement. [5]

Avec : [4]

$Q_r \text{ min}$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide.

$Q_r (\text{min})$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide.

$\Sigma Q_r \text{min}$: est la somme des charges minimales

$Q_r \text{min}$ Par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

$\Sigma Q_r (\text{min})$: est la somme d'accompagnement des charges minimales

$Q_r (\text{min})$ Par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

$Q_r h$: Masse à lever nominal.

$$Q_{c1,k} = \varphi_n \times QC1$$

$$Q_{c2,k} = \varphi_n \times QC2$$

$$\sum Q_{r,(\text{min})} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,k} + Q_{c2,k}$$

$$\sum Q_{r,\text{min}} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,k}$$

a) Group charge 1,2 :

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$Q_{c1,k} = 1,1 \times 70 = 77 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = 1,1 \times 14,5 = 15,95 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,(\text{min})} = \frac{1}{2} \times 77 + 15,95 = 54,45 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,(\text{min})} = 27,225 \text{ KN.}$$

$$\sum Q_{r,\text{min}} = \frac{1}{2} \times 77 = 38,5 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,\text{min}} = 19,25 \text{ KN.}$$

b) Group charge 3,4,5,6 :

$$\varphi_4 = 1.0$$

$$Q_{c1,k} = 1,0 \times 70 = 70 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = 1,0 \times 14,5 = 14,5 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,(\text{min})} = \frac{1}{2} \times 70 + 14,5 = 49,5 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,(\text{min})} = 24,75 \text{ KN.}$$

$$\sum Q_{r,\text{min}} = \frac{1}{2} \times 70 = 35 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,\text{min}} = 17,5 \text{ KN}$$

2. Pont roulant chargé

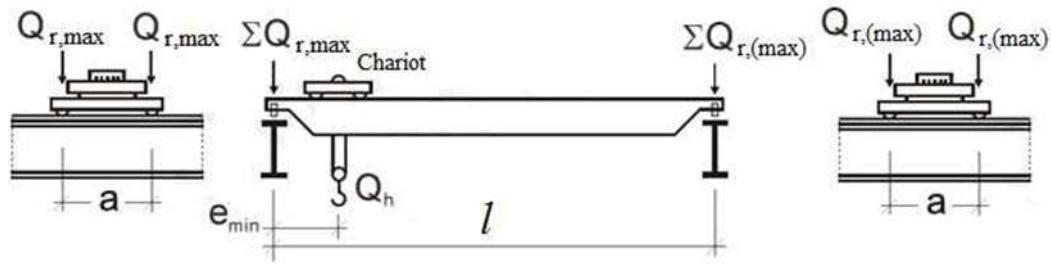


Figure IV. 12: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un Chargement maximal sur la poutre de roulement. [5]

$Q_{r,max}$: est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge.

$Q_{r(max)}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_{r,max}$: est la somme des charges maximales

$Q_{r,max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_{r(max)}$: est la somme des charges d'accompagnement

$Q_{r(max)}$ Par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$$\Sigma Q_{r,max} = \varphi_1 n \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \left(\frac{L - e_{min}}{L} \right)$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = \varphi_1 n \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \left(\frac{e_{min}}{L} \right)$$

a) Group charge 1 :

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$Q_{c1,k} = 1,1 \times 70 = 77 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = 1,1 \times 14,5 = 15,95 \text{ KN}$$

$$\varphi_2 = 1.134 \quad Q_{h,k} = 1,134 \times 140 = 158,76 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{r,(max)} = \frac{1}{2} \times 77 = 38,5 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,(max)} = 19,25 \text{ KN.}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 77 + 15,95 + 158,76 = 213,21 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,max} = 106,60 \text{ KN.}$$

b) Group charge 2 :

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$Q_{c1,k} = 1,1 \times 70 = 77 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = 1,1 \times 14,5 = 15,95 \text{ KN}$$

$$\varphi_3 = 1.0$$

$$Q_{h,k} = 1,0 \times 140 = 140 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \frac{1}{2} \times 77 = 38,5 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,(max)} = 19,25 \text{ KN.}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 77 + 15,95 + 140 = 194,45 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,max} = 97,225 \text{ KN.}$$

c) Group charge ,4,5,6 :

$$\varphi_4 = 1.0$$

$$Q_{c1,k} = 1,0 \times 70 = 70 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = 1,0 \times 14,5 = 14,5 \text{ KN}$$

$$\varphi_4 = 1.0 \quad Q_{h,k} = 1,0 \times 140 = 140 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \frac{1}{2} \times 70 = 35 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,(max)} = 17,5 \text{ KN.}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 70 + 14,5 + 140 = 189,5 \text{ KN} \rightarrow Q_{r,max} = 94,75 \text{ KN}$$

IV.1.10. Détermination des forces horizontale

Facture de force K :

μ : est le coefficient de frottement.

$\mu = 0.2$ Pour acier sur acier.

$m_w = 2$: nombre de systèmes d entrainement à un galet

K : force d'entrainement (par galet).

$$\sum Q_{r,min} = m_w \cdot Q_{r,min} = 2 \times 17,5 = 35 \text{ KN}$$

$$K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \sum Q_{r,min} = 0,2 \times 35 = 7 \text{ KN}$$

Force longitudinale :

$n_r = 2$: nombre de poutre de roulement

$\varphi_5 = 1,5$ Coefficient dynamique **T2.6**

$$H_{L,1} = H_{L,2} = H L_{i n,5} = \varphi_5 \times \frac{K}{nr}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1,5 \cdot \frac{7}{2} = 5,25 \text{ KN}$$

Force transversale :

$$\varepsilon_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r} = \frac{189,5}{224,5} = 0,84$$

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + \sum Q_{r,(\max)} = 189,5 + 35 = 224,5 \text{ KN}$$

$$\varepsilon_2 = 1 - \varepsilon_1 = 1 - 0,84 = 0,16$$

$$l_s = (\varepsilon_1 - 0,5) \times l = 0,34 \times 19 = 6,46 \text{ m}$$

$$M = k \times l_s = 7 \times 6,46 = 45,22 \text{ KN.m}$$

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \varepsilon_2 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,16 \frac{45,22}{2,5} = 4,34 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \varepsilon_1 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,84 \frac{45,22}{2,5} = 22,8 \text{ KN}$$

Forces horizontales dues à la marche en crabe :

L'angle de marche en crabe α :

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad}$$

$$\alpha_F = \frac{0,75X}{a} = \frac{10}{2500} = 0,004 \text{ rad}$$

$$\alpha_V = \frac{y}{a} = \frac{0,1 \times 55}{2500} = 0,0022 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0,001 \text{ rad}$$

$$\alpha = 0,004 + 0,0022 + 0,001 = 0,0072 \text{ rad}$$

-a : est l'espacement des galets de guidage ou des flasques de galets ;

-b : est la largeur de la tête de rail ;

-x : est le glissement latéral ;

-y : est l'usure du rail.

Le coefficient non positif peut être déterminé d'après :

$$f = 0,3(1 - e^{(-250\alpha)}) \leq 0,3$$

$$f = 0,3(1 - e^{(-250 \times 0,0072)}) = 0,25 \leq 0,3$$

Détermination de la distance h : (Tableau 2.8 [4])

-Fixation des galets vis-à-vis des mouvements latéraux fixe/fixe

-combinaison de paires de galets indépendants **IFF**

$$h = \frac{m\varepsilon_1\varepsilon_2l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$

$e_1 = 0$; $e_2 = a = 2,5 \text{ m}$; $m = 0$ pour des paires de galets indépendants

$$h = \frac{m\varepsilon_1\varepsilon_2l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} = \frac{0 + 2,5^2}{2,5} = 2,5 \text{ m}$$

$$n = 2$$

Coefficient λ :

$$\lambda_{s,1,l} = \lambda_{s,2,l} = 0$$

$$\lambda_s = 1 - \frac{\sum e_j}{n \cdot h} = 1 - \frac{2,5}{2 \times 2,5} = 0,5$$

Pour le pair 1 :

$$\lambda_{s,1,1T} = \frac{\varepsilon_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,16}{2} (1 - 0) = 0,08.$$

$$\lambda_{s,2,1T} = \frac{\varepsilon_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,84}{2} (1 - 0) = 0,42.$$

Pour la paire 2 :

$$\lambda_{s,1,2T} = \frac{\varepsilon_2}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0,16}{2} \left(1 - \frac{2,5}{2,5}\right) = 0.$$

$$\lambda_{s,2,2T} = \frac{\varepsilon_1}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0,84}{2} \left(1 - \frac{2,5}{2,5}\right) = 0.$$

-LG

$$H_{s,1,j,L} = f \cdot \lambda_{s,1,j,l} \sum Q_r = 0$$

$$H_{s,2,j,L} = f \cdot \lambda_{s,2,j,l} \sum Q_r = 0$$

-LV

Guide force S

$$S = f \cdot \lambda_s \sum Q_r = 0,25 \times 0,5 \times 224,5 = 28,06 \text{ KN.}$$

La paire 1 :

$$H_{s,1,1T} = f \cdot \lambda_{s,1,1T} \sum Q_r = 0,25 \times 0,08 \times 224,5 = 4,49 \text{ KN}$$

$$H_{s,2,1T} = f \cdot \lambda_{s,2,1T} \sum Q_r = 0,25 \times 0,42 \times 224,5 = 23,57 \text{ KN}$$

$$H_{s,1T} = S - H_{s,1,1T} = 23,57 - 4,49 = 19,08 \text{ KN}$$

$$H_{s,2T} = H_{s,2,1T} = 19,08 \text{ KN}$$

-paire 2 :

$$H_{s,1,2T} = f \cdot \lambda_{s,1,2T} \sum Q_r = 0,25 \times 0 \times 224,5 = 0 \text{ KN.}$$

$$H_{s,2,2T} = f \cdot \lambda_{s,2,2T} \sum Q_r = 0,25 \times 0 \times 224,5 = 0 \text{ KN.}$$

Charges horizontales dues aux accélérations ou décélérations du chariot

$$H_{t,3} = 0,1(14,5 + 140) = 15,45 \text{ KN}$$

IV.1.11. Excentricité de l'introduction de la charge

$$b_r = c$$

$$e = \frac{1}{4} \times b_r = \frac{1}{4} \times 55 = 13,75 \text{ mm}$$

IV.1.12. Charges de fatigue [4]

$$\varphi_{fat,1} = \frac{1+\varphi_1}{2} = 1,05 \text{ Sur le poids propre de l'appareil de levage.}$$

$$\varphi_{fat,1} = \frac{1+\varphi_2}{2} = 1,067 \text{ Sur la masse à lever.}$$

$$\begin{aligned} \sum \varphi_{fat,i} Q_{max,i} &= \frac{1}{2} \varphi_{fat,1} \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{1-e_{min}}{1} \right) \right] + \frac{1}{2} \varphi_{fat,2} Q_h \left(\frac{1-e_{min}}{1} \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 1,05 \left[\frac{70}{2} + 10 \left(\frac{19}{19} \right) \right] + \frac{1}{2} \times 1,067 \times 140 \times \frac{19}{19} = 98,315 \text{ Classe 3} \end{aligned}$$

-Contrainte normales : $Q_e = \varphi_{fat,i} \cdot \lambda_i \cdot Q_{max,i} = 0,397 \times 98,315 = 39,03 \text{ KN}$

-Contrainte de cisellement : $Q_e = \varphi_{fat,i} \cdot \lambda_i \cdot Q_{max,i} = 0,575 \times 98,315 = 56,53 \text{ KN}$

Tableau IV. 3: Groupes de charges et coefficients dynamique a considéré comme une seule action caractéristique induite par l'appareille de levage.

Groupes de charges			1	2	3	4	5	6
Coefficients dynamiques			$\varphi_1 = 1,1$ $\varphi_2 = 1,134$ $\varphi_5 = 1,5$	$\varphi_1 = 1,1$ $\varphi_3 = 1$ $\varphi_5 = 1,5$	$\varphi_1 = 1$ $\varphi_5 = 1,5$	$\varphi_4 = 1$ $\varphi_5 = 1,5$	$\varphi_4 = 1$	$\varphi_4 = 1$
Charges vertical (KN)	Poids propre de l'appareil	$Q_{r,(min)}$	27,225	27,225	24,75	24,75	24,75	24,75
		$Q_{r,min}$	19,25	19,25	17,5	17,5	17,5	17,5
	Poids propre de l'appareil et de la masse à lever	$Q_{r,(max)}$	19,25	19,25	-	17,5	17,5	17,5
		$Q_{r,max}$	106,6	97,225	-	94,75	94,75	94,75
Charges horizontal (KN)	Accélération de l'appareil de levage	$H_{L,1}$	5,25	5,25	5,25	5,25	-	-
		$H_{L,2}$	5,25	5,25	5,25	5,25	-	-
		$H_{T,1}$	4,34	4,34	4,34	4,34	-	-
		$H_{T,2}$	22,8	22,8	22,8	22,8	-	-
	Mise en crabe	$H_{S1,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S2,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S1,T}$	-	-	-	-	19,08	-
		$H_{S2,T}$	-	-	-	-	19,08	-
Accélération du chariot	$H_{T,3}$	-	-	-	-	-	15,45	

IV.2. Calcul de la poutre de roulement

La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal de la voie du pont (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux.

Le calcul de la poutre de roulement se fait avec les charges les plus défavorable qui sont induit par le pont roulant.

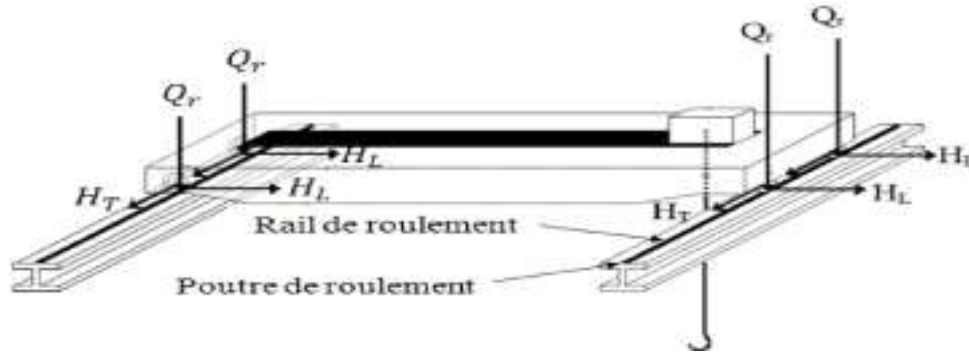


Figure IV. 13: Les actions induits par le pont roulant sur la poutre de roulement.[5]

Pour assurer la stabilité et le déplacement du pont avec les différentes charges nous avons choisi d'étudier la poutre de roulement à l'aide d'un logiciel qui s'appelle CRANEWAY.



Figure IV. 14: Logo de logiciel CRANEWAY Dlubal. [8]

CRANEWAY est un programme qui a été créé par la société germano-tchèque Dlubal Software qui développe des programmes d'ingénierie. Ce programme permet d'analyser les poutres de roulement selon les normes EN 1993-6 :2008-09 (Eurocode 3), DIN 4132 :1981-02 et DIN

18800 :1990-11. Lors du calcul, les charges de la grue sont générées sur des distances prédéfinies en tant que cas de charge du chemin de roulement de la grue. L'incrément de charge pour les grues se déplaçant sur le chemin de roulement peut être réglé individuellement comme on a fait dans la partie précédente selon (Eurocode 1).

CRANEWAY est le logiciel le mieux adapté au calcul des poutres de roulement du pont roulant Il nous permet la vérification des poutres à plusieurs travées avec différents types d'appui (articulé, libre, latéral à la semelle supérieure ou inférieure, constante de ressort, ...). Nous pouvons définir les paramètres de calcul suivants : la géométrie, la classe d'utilisation, l'état de charge, le coefficient de majoration dynamique, ... Grâce à une animation 3D du déplacement du galet avec les charges défavorables en chaque point de la poutre, une simulation réaliste et un contrôle visuel des résultats (efforts internes, analyse de déformation et de contrainte, vérification de fatigue, du flambement de plaque et de soudure) vous sont accordés. De plus, le résumé succinct de toutes les analyses et des diagrammes de calcul est accessible dans la note de calcul claire, lisible et exhaustive.

IV.2.2. Description de la procédure de calcul de la poutre de roulement avec CRANEWAY

Dans le cadre de calcul d'une poutre de roulement et afin d'assurer des résultats mieux dans le but de se confronter à une situation professionnelle concrète. Notre logiciel besoin des données de base comme la géométrie, la section et la conception de notre poutre, le chargements (les charge les plus défavorables).

IV.2.3. Les procédures de travail dans logiciel

Dans cette étape on choisit le matériau avec la classe selon notre choix, et la norme (EN 1993-6 Union européen / DIN 4132 Allemagne) après on choisit le type de pont roulent selon notre cas (pont roulent poser ou suspende).

On a choisi :

Norme : EN 1993-6 Union européen

Matériau : Acier S 275

Type de pont : pont roulent poser

Choix de la norme de calcul

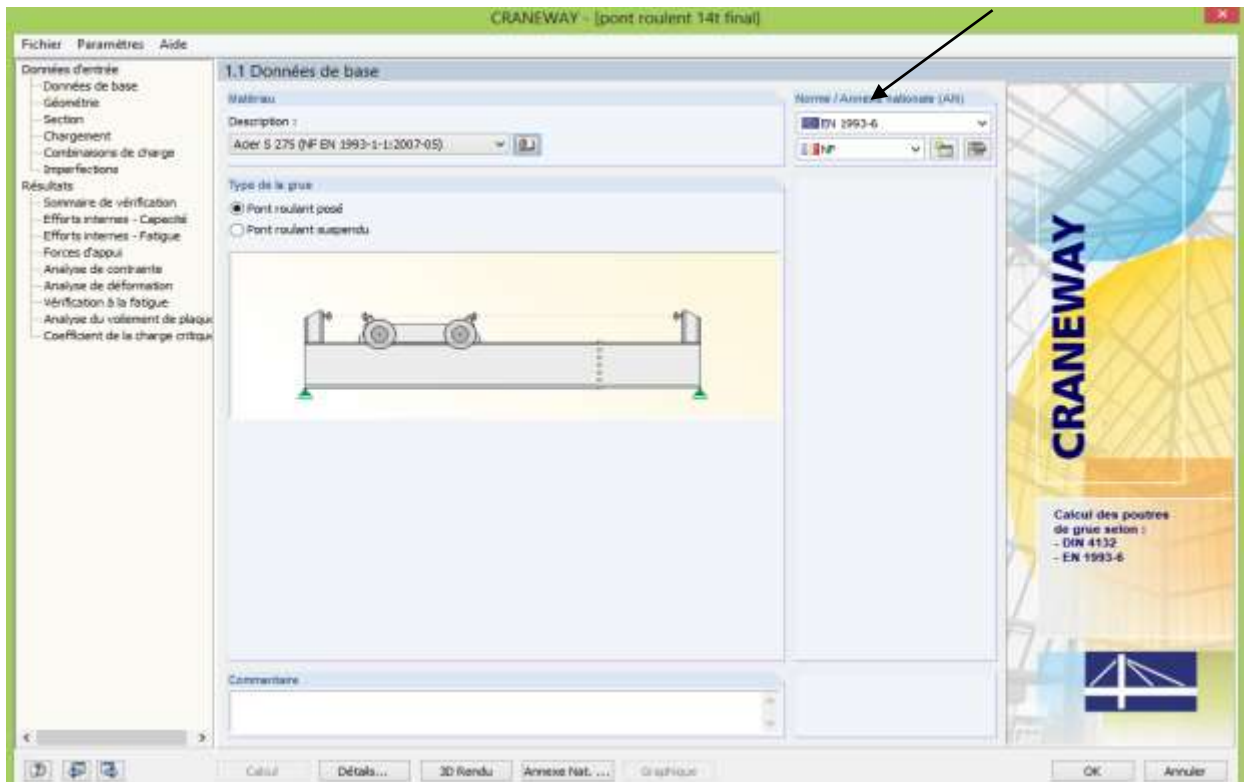


Figure IV. 15: Choix des données de base. [8]

En 2^{ème} étape on géométriser la poutre de roulement selon nos donnée d'architecture et on définit les types d'appuis, on libérer ou bien bloqué le déplacement, la rotation, et on ajouter des raidisseurs selon notre besoin.

Géométrie :

Longueur de la poutre : $L=12\text{m}$

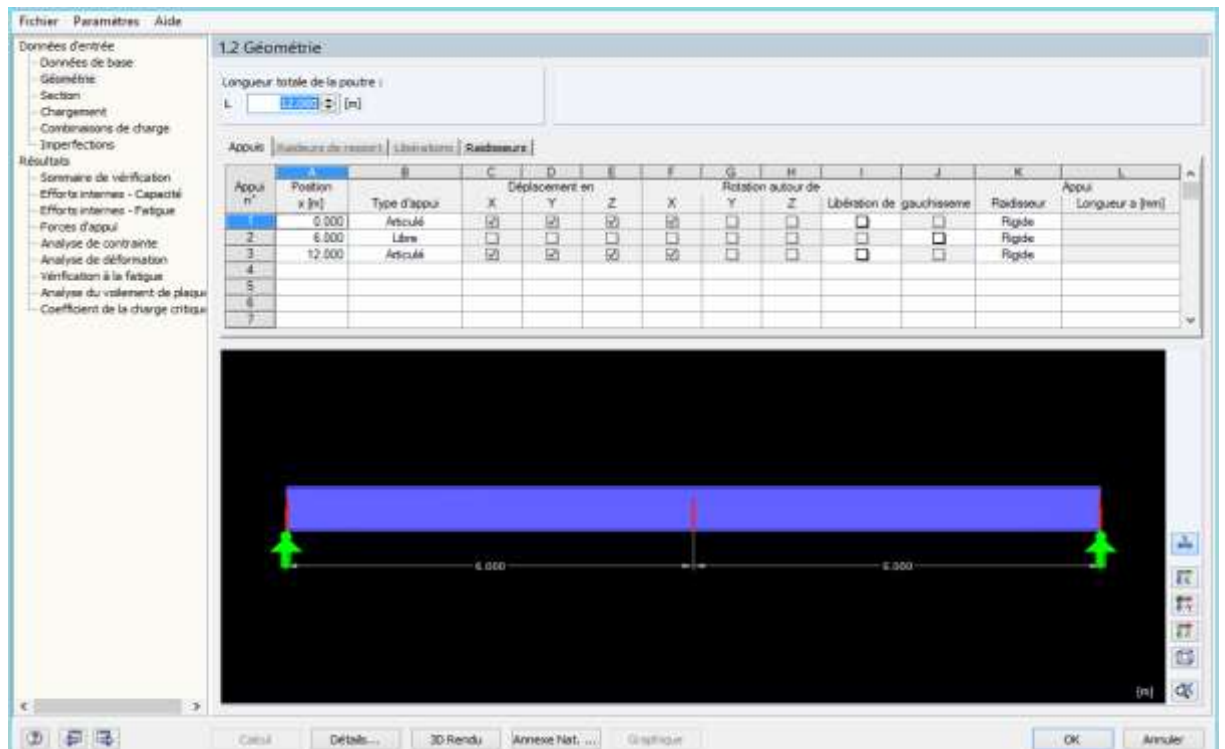


Figure IV. 16: Géométriser la poutre de roulement. [8]

En 3^{ème} étape on choisit la section par tâtonnement de notre profilé (conception choisi), la section selon notre cas, la section additionnelle selon notre besoin, et on choisit les vérifications additionnelles comme la vérification de la fatigue, et la soudure du rail

On a choisi :

Section de la poutre : section laminé HEA 600

Section du rail : rai SA 55

Section additionnelle : section soudée en U (UU 150/150/15/18/18/420/8)

Vérification de la fatigue

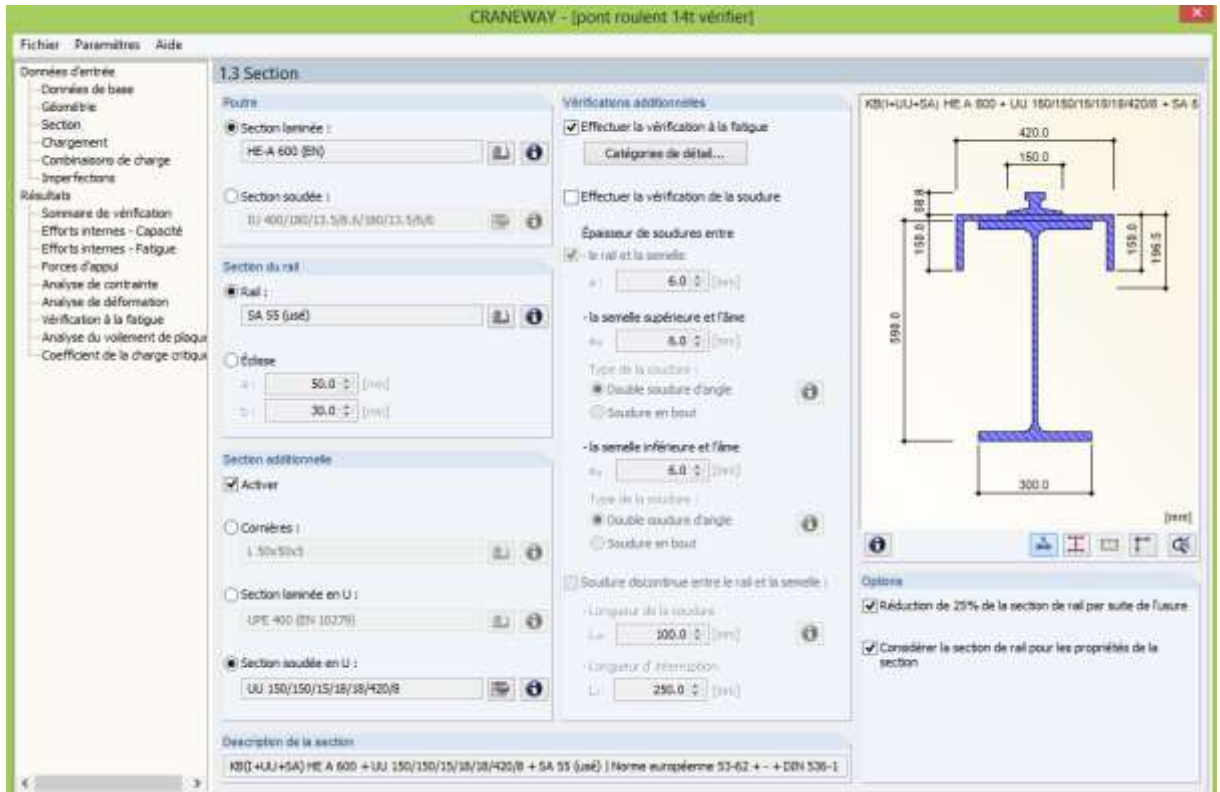


Figure IV. 17: Choix des sections. [8]

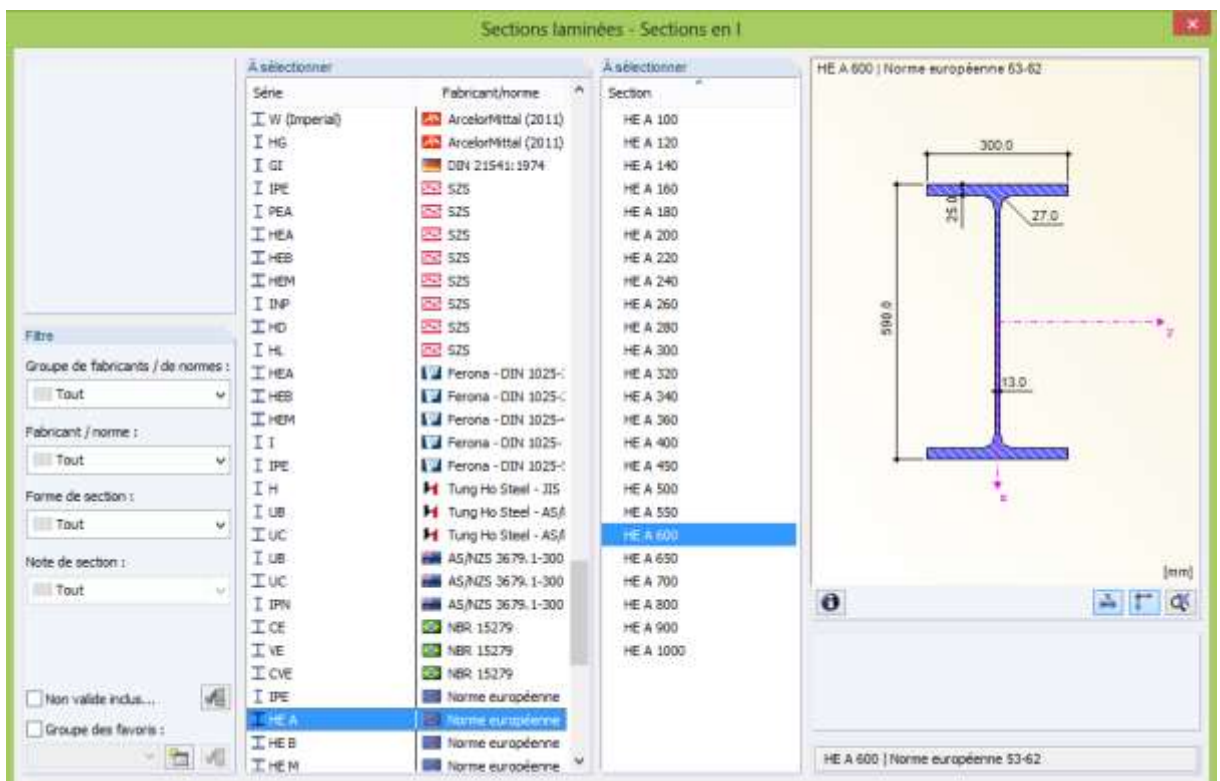


Figure IV. 18: Choix de type de section de profilé. [8]

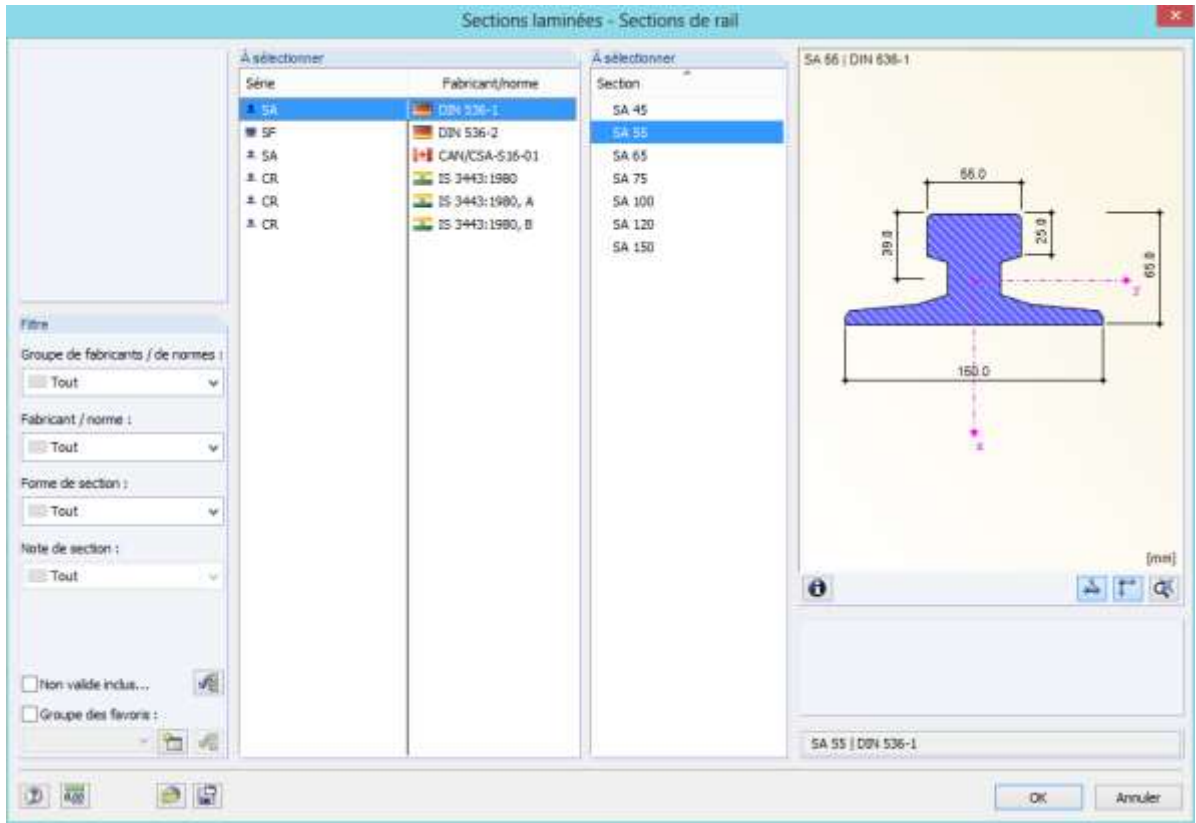


Figure IV. 19: Choix de type de section de rail. [8]

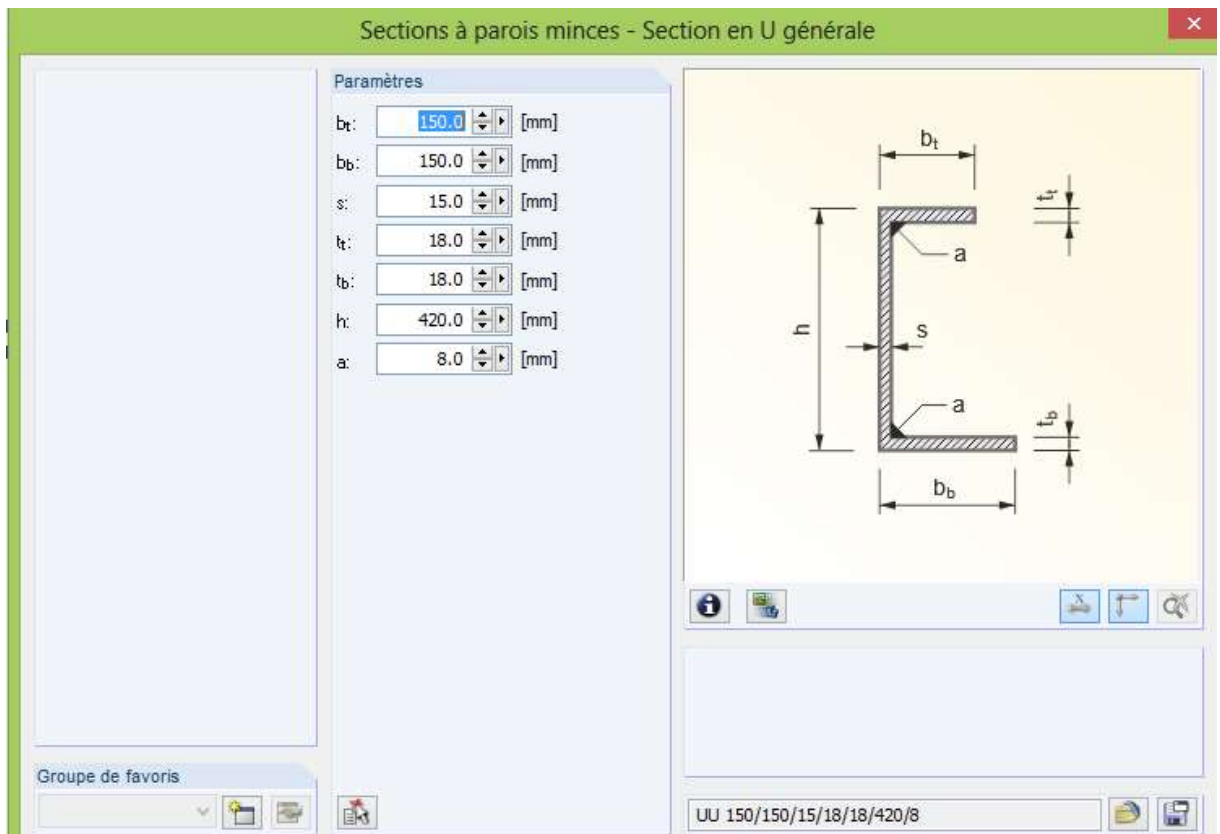


Figure IV. 20: Choix des paramètres de la section additionnelle. [8]

En 4^{ème} étape on fait le chargement de la poutre sous les charges maximales vertical (Poids propre de l'appareil et de la masse à lever) et horizontal (Accélération de l'appareil de levage, Mise en crabe, et Accélération du chariot), aussi en régler plusieurs paramètres comme le nombre de grue, le chargement sur deux poutres avec les réaction maximal et minimal ou sur une seule poutre avec les réactions maximales seulement, la distance des essieux... etc.
Les charges et le choix des paramètres :

Les charges

Tableau IV. 4: Les charges verticales et horizontales.

Les charges verticales		Les charges horizontales	
$Q_{C1.1} = 27,23 \text{ KN}$	$Q_{C2.1} = 27,23 \text{ KN}$	$H_{T1.1} = 22,8 \text{ KN}$	$H_{T2.1} = 4,34 \text{ KN}$
		$H_{S1.1T} = 0 \text{ KN}$	$H_{S2.1T} = 4,49 \text{ KN}$
$Q_{H1.1} = 79,38 \text{ KN}$	$Q_{H2.1} = 79,38 \text{ KN}$	$H_{S1.2T} = 0 \text{ KN}$	$H_{S2.2T} = 23,57 \text{ KN}$
		$H_{T3.1} = 7,72 \text{ KN}$	$H_{T3.2} = 7,72 \text{ KN}$
		$H_{L1.1} = 5,25 \text{ KN}$	$H_{L2.1} = 5,25 \text{ KN}$

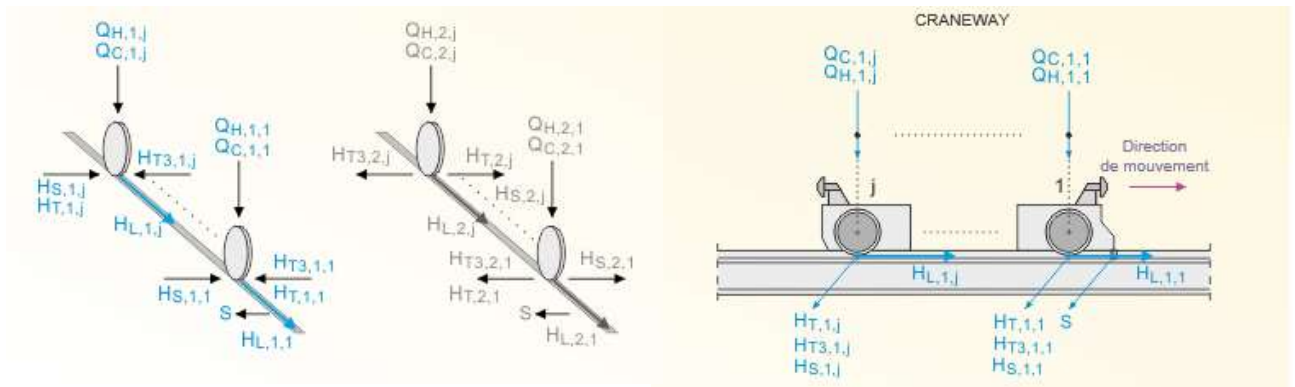


Figure IV. 21: Les directions de mouvement et des forces données par CRANEWAY. [8]

Les paramètres

Chargement a une seule poutre avec Q_{max}

Distance des essieux $a=2.5\text{m}$

Nombre de grue $n=1$

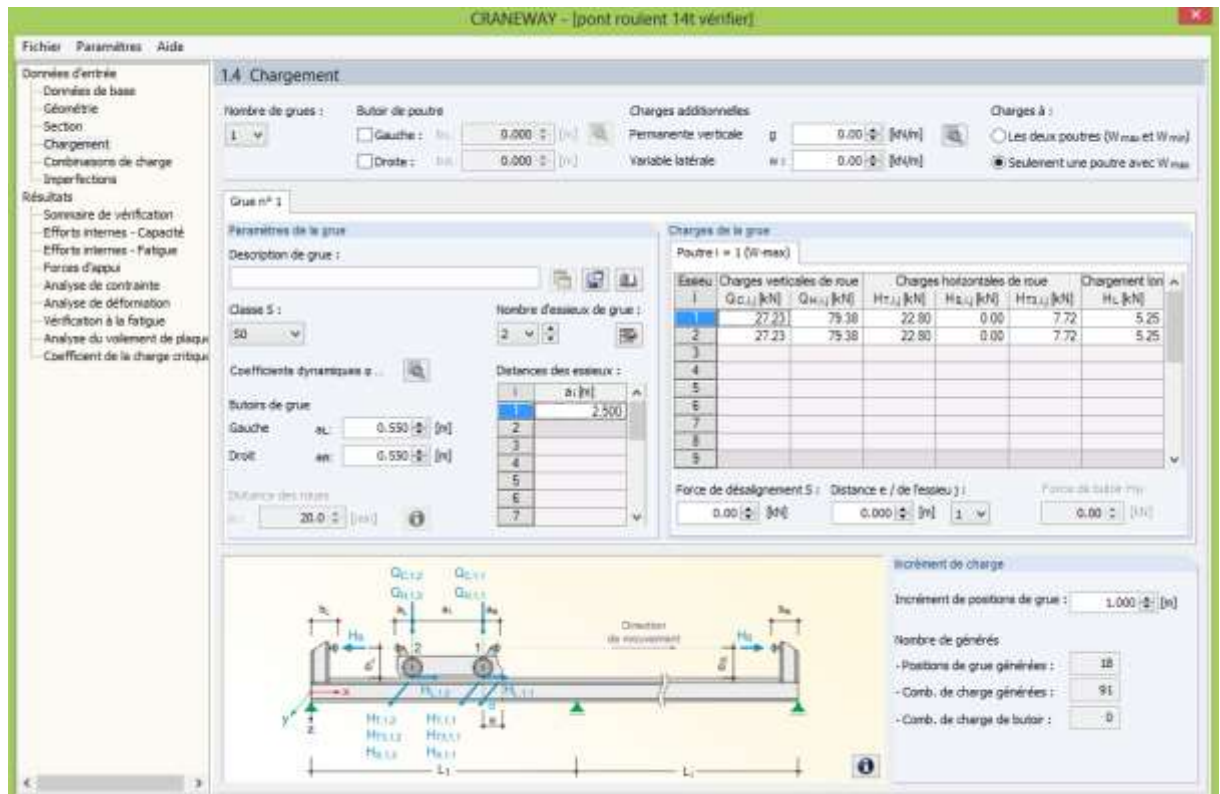


Figure IV. 22: Chargement de la poutre de roulement. [8]

Combinaisons de charges

Logiciel contient plusieurs combinaisons de charge qui respectant plusieurs normes

Eurocode3 : calcul des structures en acier

Partie6 : chemin de roulement

Partie1-1 : règles générale et règles pour les bâtiments

Partie1-5 : plaque planes

Partie1-8 : calcul des assemblages

Partie1-9 : fatigue

Eurocode0 : base de calcul des structures

Dans la liste déroulante située sous le tableau Combinaisons de charges, on trouve plusieurs combinaisons de charge avec plusieurs facteurs partiels de sécurité (facteur des action permanent, des actions variables de grue ; d'autres action variable, et facteur de combinaison), aussi on a plusieurs cas de charge comme

CC1 : poids propre + charge permanent

CC2 : charge variable additionnelle

CC3 : Q_c

CC4 : $Q_c \cdot \phi_1 \dots$ etc.

Et parmi les combinaisons on trouve les combinaisons suivantes :

$$CO1 : \gamma_G CC1$$

$$CO2 : \gamma_G(CC1+CC4)+\gamma_Q(CC6+CC8)+\gamma_{Q0}(CC2)$$

$$CO3 : \gamma_G(CC1+CC3)+\gamma_Q(CC8)+\gamma_{Q0}(CC2)$$

Nous pouvons sélectionner la situation de calcul dont nous souhaitons afficher les combinaisons de charges : Résistance, Fatigue, Déformation et Forces d'appui.

Cette section répertorie tous les cas de charge qui sont utilisés dans la combinaison de charge actuelle.

Cette section répertorie les coefficients partiels de sécurité et les coefficients dynamiques ainsi que les charges de la combinaison de charges actuelle.

On 5^{ème} étape on définit le type d'imperfection soit on calcule automatiquement par la méthode des valeurs propres ou bien on définit manuellement, aussi on définit la courbe de flambement, après on lance le calcul

IV.2.3. Sommaire des vérifications

Le tableau ci-dessous regroupe les types de vérification et les résultats calculés par logiciel CRANEWAY.

Tableau IV. 5: Les vérifications de la poutre de roulement

Type de vérification	Barre n°	Position X(m)	Critère de vérification		CO détermination
Analyse de contrainte	1	0	0,693	<1	CO42
Analyse de déformation horizontal	1	6	617,853	>600	CO45
Analyse de déformation vertical	1	6	651,652	>600	CO46
Vérification de la fatigue	2	0.5	0,245	<1	/
Analyse du voilement de plaque	2	0.5	0,465	<1	/
Coefficient de la charge critique	1	/	4,275	>1	CO42

IV.3. Conclusion

À travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement du pont roulant en prenant compte les charges soulevées, pour assurer le déplacement et le fonctionnement parfait du pont roulant en cas de charge ou non.

Le logiciel (CRANEWAY) nous a aidée pour vérifier la poutre de roulement parce qu'il fait plusieurs types de vérifications au temps très court de cela nous permet de vérifier différents choix de chemin de roulement, aussi nous donne des résultats plus précis par rapport au calcul manuelle. CRANEWAY utilise plusieurs normes de calculé comme EC 3 ; EC 0 et fait le calcul avec multiples combinaisons, itération et cas de charge au même temps et nous donne un résumé de toutes les analyses dans une note de calcul claire et lisible.

On conclut, d'après les calculs faits, que pour assurer un bon fonctionnement du pont roulant étudié, le profilé en **HEA600** vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement.

.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposés par le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 2018** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2. Objectif de l'étude sismique

L'objectif initial 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 nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximum lors d'un séisme.

V.3. Classification selon RPA99v2003

Pour notre cas, et d'après la classification du RPA, la wilaya de Skikda est classée comme une zone de sismicité moyenne ZONE IIa. [10]

Notre ouvrage est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne Groupe 2, « Bâtiment industriel ».

V.4. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas nous avons choisi d'utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.1. La méthode 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.

➤ **Analyse spectrale :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω)

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

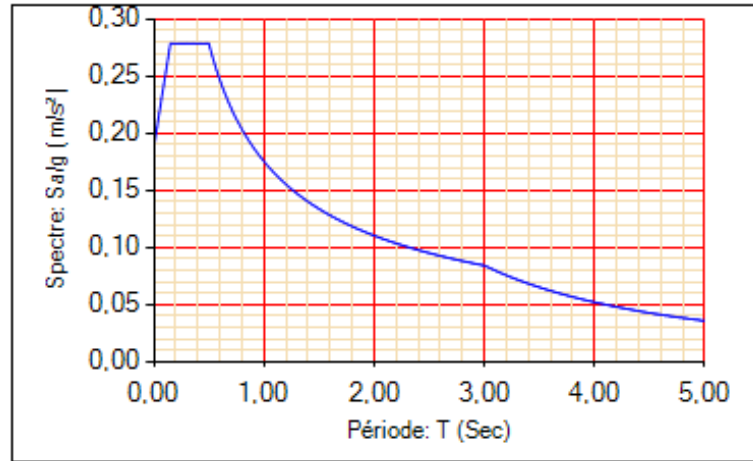


Figure V. 1: Spectre de réponse. [11]

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003.

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003.

Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

V.4.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} A = 0.15$$

D : Facteur d'amplification dynamique.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 [10].

$$\text{Catégorie S3 : site meuble} \rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15 \text{ sec} \\ T2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec $\xi = 4\%$ (Portique en acier léger) $\eta = 1.08$ (Tableau 4.2 [10]).

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min (C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}})$$

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 10.82 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 40 \text{ m} \\ D_y = 72 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 10.82^{3/4} \rightarrow T = 0.298 \text{ sec}$$

$$\text{Suivant la direction X-X : } T_x = \frac{0.09 \times 10.82}{\sqrt{40}} = 0.153 \text{ sec}$$

$$\text{Suivant la direction Y-Y : } T_y = \frac{0.09 \times 10.82}{\sqrt{72}} = 0.114 \text{ sec}$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit : [10]

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}} \\ 1.3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) [10].

$$R = 2$$

Q : Facteur de qualité.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [10].

Tableau V. 1: Valeurs du facteur de qualité.

Les conditions	Suivant X	Suivant Y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
	$P_{q_x} = 1,1$	$P_{q_y} = 1,05$

Tableau V. 2: Caractéristique de la force sismique.

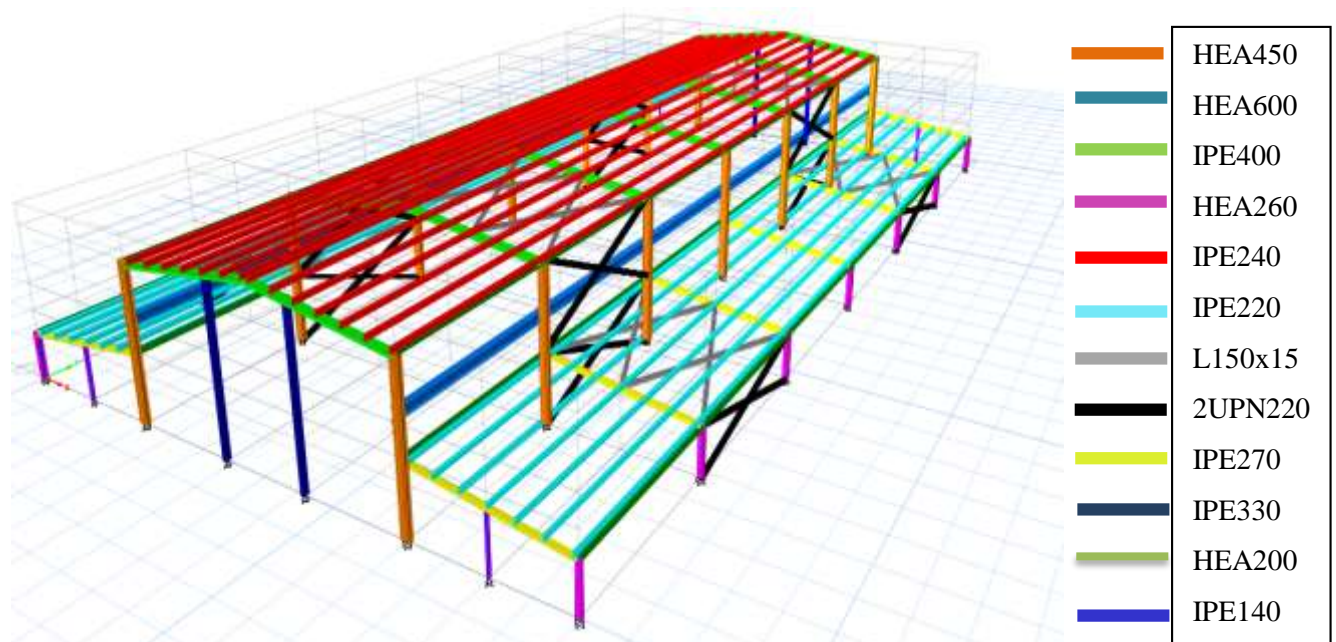
Paramètres	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone IIa et Groupe 2	0,15
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	Portique en acier léger	4%
Facteur de correction d'amortissement	η	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1,08
Catégorie de sol	T_1	Site meuble	0,15
	T_2		0,50
Choix de la période fondamentale	$1,3T$	$C_T \cdot h_N^{3/4}$ $0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$	0,387
	$1,3T_x$		0,199
	$1,3T_y$		0,148
Facteur de qualité	P_{q_x}	$1 + \frac{6}{\sum P_q}$	1,1
	P_{q_y}		1,05
Coefficient de comportement de la structure	R	Min (4 ; 2)	2

V.4.3. Modèle 1

Pour ce modèle on a proposé une nouvelle disposition des contreventements et on a gardé les mêmes sections telles que le modèle précédent :

Tableau V. 3: Eléments constituant la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteau (9,5m)	HEA 400
Poteau (3m)	HEA 260
Traverse (toiture à deux versant)	IPE 400
Traverse (toiture un seul versant)	IPE 270
Contreventement (parois vertical)	2UPN 220
Contreventement (toiture)	L150*15
Panne (toiture à deux versant)	IPE 240
Panne (toiture un seul versant)	IPE 220
Poutre chemin de roulement	HEA 600
Potelet	IPE 140 / IPE 330
Sablière	HEA 200
Les lisse de bardage de long pan	IPE 270
Les lisse de bardage de pignon	IPE 180
Corbeau	HEA 400

**Figure V. 2:** Modèle final « Vue en 3D ». [7]

V.4.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle**Tableau V. 4:** Participation massique du modèle final. [7]

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,734	0,5934	0	0	0,5934	0	0
Modal	2	0,733	0,0008	0	0	0,5943	0	0
Modal	3	0,71	0,0208	0	0	0,6151	0	0
Modal	4	0,589	0,1616	0	0	0,7766	0	0
Modal	5	0,44	0	0,0941	0	0,7766	0,0941	0
Modal	6	0,392	0	0,0604	0	0,7766	0,1545	0
Modal	7	0,327	0	0,0252	0	0,7766	0,1797	0
Modal	8	0,235	0	0,3629	0	0,7766	0,5426	0
Modal	9	0,228	0,0045	0	0	0,7811	0,5426	0
Modal	10	0,172	0,1783	0,000001592	0	0,9594	0,5426	0
Modal	11	0,17	0,000002591	0,114	0	0,9594	0,6566	0
Modal	12	0,117	0,0357	0	0	0,9951	0,6566	0
Modal	13	0,082	0	0,2728	0	0,9951	0,9293	0
Modal	14	0,054	0,0038	0,000002289	0	0,9989	0,9293	0

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- Une période fondamentale : $T = 0.73$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode.

V.4.3.2. Choix de la période fondamentale de la structure

- **Sens X-X :** $T_{Analytique} = 0.73$ Sec $> 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,153 = 0,199$ Sec

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 0,199$ Sec

- **Sens Y-Y :** $T_{Analytique} = 0.73$ Sec $> 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,114 = 0,148$ Sec

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 0,148$ Sec.

V.4.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D

- **Sens X-X :** $T = 0,199$ Sec $< 0,5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1,08 = 2,7$
- **Sens Y-Y :** $T = 0,148$ Sec $< 0,5 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1,08 = 2,7$

$$D_x = 2.7 \quad \text{et} \quad D_y = 2.7$$

V.4.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

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

D'après ETABS on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} W = 3623,06 \text{ KN} \\ V_{\text{dyn.}}^x = 466 \text{ KN} \\ V_{\text{dyn.}}^y = 455,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{stq.}}^x = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,10 \times 3623,06}{2} = 807 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 0,8 V_{\text{stq.}}^x = 645,6 \text{ KN} \\ V_{\text{stq.}}^y = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,05 \times 3623,06}{2} = 770,35 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 0,8 V_{\text{stq.}}^y = 616,28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$0,8 V_{\text{stq.}}^x = 645,6 \text{ KN} > V_{\text{dyn.}}^x = 466 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{R_x = 1,385 > 1,0}$$

$$0,8 V_{\text{stq.}}^y = 616,28 \text{ KN} > V_{\text{dyn.}}^y = 455,36 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{R_y = 1,353 > 1,0}$$

On a la force de séisme statique supérieure à la force dynamique alors on doit majorer la force de séisme dans logiciel ETABS dans le sens (x-x) à 38,5% et dans le sens (y-y) à 35%.

V.4.3.5. Vérifications des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : [10]

$$\delta K = R \cdot \delta eK$$

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage.

Avec :

δeK : déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, R=2 . [10]

Tableau V. 5: Vérification de déplacement relatif dans le sens (x-x)

Hauteur (m)	δeK (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	Condition
9,5	50,35	100,7	95	Non Vérifier

Le déplacement relatif de Ex dans les sens (x-x) est n'est pas vérifié donc on augmente la section des poteaux (HEA450).

V.4.4. Modèle final**V.4.4.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final****Tableau V. 6: Participation massique du modèle final. [7]**

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0,684	0,592	0	0	0,592	0	0
Modal	2	0,683	0,0012	0	0	0,5933	0	0
Modal	3	0,664	0,0248	0	0	0,618	0	0
Modal	4	0,55	0,1622	0	0	0,7802	0	0
Modal	5	0,402	0	0,0841	0	0,7802	0,0841	0
Modal	6	0,366	0	0,0408	0	0,7802	0,125	0
Modal	7	0,314	0	0,054	0	0,7802	0,179	0
Modal	8	0,233	0	0,3747	0	0,7802	0,5537	0
Modal	9	0,204	0,0042	0	0	0,7844	0,5537	0
Modal	10	0,165	0	0,1114	0	0,7844	0,6651	0
Modal	11	0,152	0,1756	0	0	0,96	0,6651	0
Modal	12	0,104	0,0354	0,00000252	0	0,9955	0,6651	0
Modal	13	0,08	6,667E-07	0,268	0	0,9955	0,9331	0
Modal	14	0,049	0,0033	0,00002503	0	0,9988	0,9331	0

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- Une période fondamentale : $T = 0.68 \text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode.

V.4.4.2. Choix de la période fondamentale de la structure

- **Sens X-X** : $T_{\text{Analytique}} = 0.68 \text{ Sec} > 1,3T_{\text{Empirique}} = 1,3 \times 0,153 = 0,199 \text{ Sec}$
Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{\text{Empirique}} = 0,199 \text{ Sec}$
- **Sens Y-Y** : $T_{\text{Analytique}} = 0.68 \text{ Sec} > 1,3T_{\text{Empirique}} = 1,3 \times 0,114 = 0,148 \text{ Sec}$
Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{\text{Empirique}} = 0,148 \text{ Sec}$.

V.4.4.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D

- **Sens X-X** : $T = 0,199 \text{ Sec} < 0,5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1,08 = 2,7$
- **Sens Y-Y** : $T = 0,148 \text{ Sec} < 0,5 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1,08 = 2,7$

$$D_x = 2.7 \quad \text{et} \quad D_y = 2.7$$

V.4.4.4. Vérification de l’effort tranchant à la base

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

D’après ETABS on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} W = 3643 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 490,25 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 461,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stq.}^x = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,10 \times 3643}{2} = 811,48 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,05 \times 3643}{2} = 774,59 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow \begin{array}{l} 0,8 V_{stq.}^x = 649,18 \text{ KN} \\ 0,8 V_{stq.}^y = 619,67 \text{ KN} \end{array}$$

$$0,8 V_{stq.}^x = 649,18 \text{ KN} > V_{dyn.}^x = 490,25 \text{ KN} \rightarrow R_x = 1,324 > 1,0$$

$$0,8 V_{stq.}^y = 619,67 \text{ KN} > V_{dyn.}^y = 461,65 \text{ KN} \rightarrow R_y = 1,342 > 1,0$$

On à la force de séisme statique supérieure à la force dynamique alors on doit majorer la force de séisme dans logiciel ETABS dans le sens (x-x) à 32,4% et dans le sens (y-y) à 34,2%.

V.4.4.5. Vérifications des déplacements

Tableau V. 7: Vérification de déplacement relatif dans le sens (x-x)

Hauteur (m)	δ_{ek} (mm)	δ_K (mm)	Δ_K (mm)	Condition
9,5	44,06	88,12	95	Vérifier

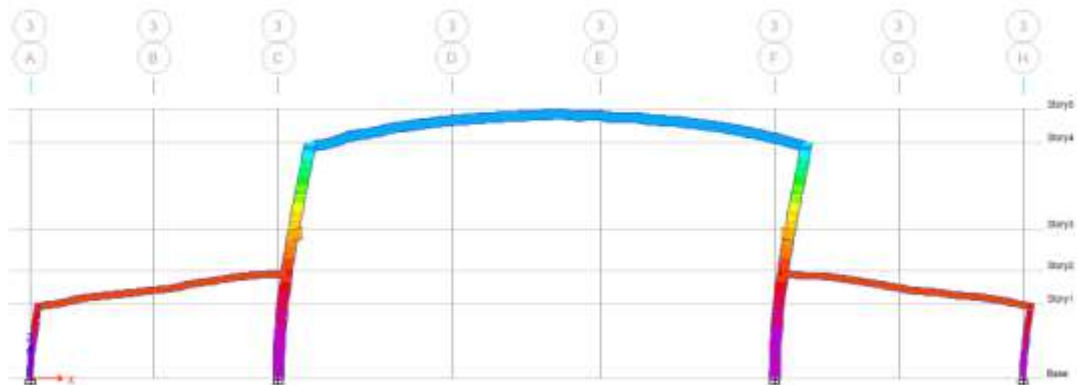


Figure V. 3: Déplacement absolu sens X-X. [7]

Tableau V. 8: Vérification de déplacement relatif dans le sens (y-y)

Hauteur (m)	δ_{ek} (mm)	δ_{κ} (mm)	Δ_{κ} (mm)	Condition
9,5	12,33	24,66	95	Vérifier

Tableau V. 9: Réaction à la base [7]

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
Dead	LinStatic		0	0	3542,3133
Live	LinStatic		-11,8	-21	251,7
Ex	LinRespSpec	Max	649,0933	0,6841	0
Ey	LinRespSpec	Max	0,969	619,5406	0
sn	LinStatic		0	0	259,2
w1	LinStatic		-970,0381	0	-2467,4552
w2	LinStatic		0	-410,115	-2530,088
G+0.4Q	Combinaison		-4,72	-8,4	3642,9933

D'après les résultats finals des réactions à la base obtenue par logiciel on a constaté que dans le sens :

(X-X) R vent W1 >>> R séisme

(Y-Y) R séisme Ey >>> R vent

V.5. Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de le hangar à Skikda un modèle 3D en éléments finis a été construit. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA » est satisfaite. De plus la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques.

Chapitre VI : Vérification des éléments résistant

VI.1. Introduction

Les éléments structuraux constituent l'ossature principale du hangar objet de notre étude. Ils représentent les éléments porteurs tel que les portiques (poteaux & traverses) ainsi que les éléments de stabilisation tel que les contreventements.

Vue la complexifié d'étudier ce genre de structure en utilisant les méthodes conventionnelles de résistance des matériaux, un model numérique à éléments finis a été créé dans le logiciel ETABS. Ce model nous a permis d'effectuer une analyse globale de la structure pour la détermination des efforts internes et des déformations.

VI.2. Vérification des poteaux (HEA450)

On doit vérifier notre poteau qui est soumis à la flexion composée à l'ELU, et on prend en considération le risque de déversement.

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

Cas 1 : N_{sdMAX} ; $M_{y_{sd}}$ et $M_{z_{sd}}$ correspondant.

Cas 2 : $M_{y_{sd}MAX}$; N_{sd} et $M_{z_{sd}}$ correspondant.

Cas 3 : $M_{z_{sd}MAX}$; $M_{y_{sd}}$ et N_{sd} correspondant.

Tableau VI. 1: Caractéristique du poteau HEA450

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G (Kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	d (mm)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA 450	124,8	178	440	300	21	11,5	344	63720	9465	3216	965,5	18,92	7,29

VI.2.1. Vérification de la section à la résistance

La vérification se fait sur $V_{sdzMAX} = 117,83$ KN

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée.

Classe de la section :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Classe de la semelle : (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{150}{21} = 7,14 \leq 10\varepsilon = 9,2 \rightarrow \text{classe 1.}$$

Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{344}{11,5} = 29,91 < 38\varepsilon = 34,96 \rightarrow \text{classe 1.}$$

La section est de classe 1.

Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{plrd}$ Il n'a pas d'interaction

$$V_{sdz} = 117,83 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 65,78 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrdz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1,1} = 949,45 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 117,83 \text{ kn} \leq V_{plrdz} = 949,45 \text{ KN} \quad \text{c.v}$$

$$V_{sdz} = 117,83 \text{ kn} \leq 0,5V_{plrdz} = 474,73 \text{ KN} \quad \text{c.v}$$

VI.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités

1^{er} cas : N_{sdMAX} ; M_{ysd} et M_{zsd} correspondant.

Exemple de calcul

$$N_{sdMAX} = 524,25 \text{ KN} ; M_{ysd} = 121,2 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{zsd} = 0,37 \text{ KN.m}$$

VI.2.2.1. Vérification de l'élément vis-à-vis le flambement

Les éléments qui sont soumis à la flexion composée doivent être vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{x_{MIN} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz.rd}} < 1$$

Calcul de longueur de flambement

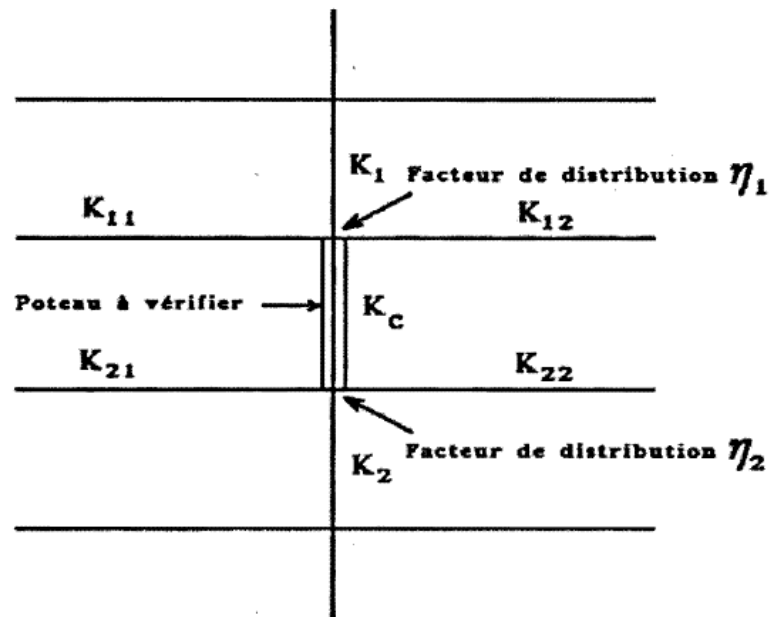


Figure VI. 1: Facteur de distribution des poteaux continus. [5]

Pour un mode d'instabilité à nœuds fixe on a

$$\frac{L_f}{L_0} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) - 0,055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{21} + K_{22}}$$

K_{C1} et K_{C2} La rigidité des poteaux adjacents

K_{pij} La rigidité des poutres associée au nœud considéré

Sens-(y-y)

$$K_C = \frac{63720}{432} = 147,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{63720}{518} = 123,01 \text{ cm}^3$$

$$K_{11} = \frac{5790 \times 1,5}{1009} = 8,61 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} = K_{21} = K_{22} = K_{C2} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{147,5 + 123,01}{147,5 + 123,01 + 8,61} = 0,969$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\frac{L_f}{L} = 0,5 + 0,14(0,969) = 0,636$$

$$L_{fy} = 0,636 \times 4,32 = 2,75 \text{ m}$$

Pour un mode d'instabilité à nœuds déplaçables on a : [3]

$$\frac{L_f}{L_0} = \left(\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12(\eta_1 \cdot \eta_2)}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,60(\eta_1 \cdot \eta_2)} \right)^{0,5}$$

Sens -(z-z)

$$K_C = \frac{9465}{432} = 21,91 \text{ cm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{9465}{140} = 67,61 \text{ cm}^3$$

$$K_{11} = K_{12} = \frac{3692 \times 0,75}{1200} = 2,31 \text{ cm}^3$$

$$K_{21} = K_{22} = K_{C2} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{21,91 + 67,61}{21,91 + 67,61 + 2,31 + 2,31} = 0,951$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\frac{L_f}{L_0} = \left(\frac{1 - 0,2(0,951)}{1 - 0,8(0,951)} \right)^{0,5} = 1,84$$

$$L_{fz} = 1,84 \times 5,18 = 7,95 \text{ m}$$

Calcul de coefficient de réduction minimal pour le flambement X_{\min} :

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y; X_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y' (dans le plan du portique)

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1,2,3)}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon \quad \text{Et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad \lambda_1 = 86,8$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{275}{18,92} = 14,53$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \frac{14,53}{86,8} \times 1 = 0,17 < 0,2 \text{ pas de risque de flambement}$$

$$\varphi_y = 0,5(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5}}$$

$$X_y = 1$$

Flambement par rapport à l'axe fort z-z' (hors du plan du portique) :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{795}{7,29} = 109,05$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \frac{109,05}{86,8} \times 1 = 1,26 > 0,2 \text{ il y a risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1,47 > 1,2 ; \text{Axe de flambement } z - z' \rightarrow \text{courbe de flambement } b ;$$

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_z = 0,5(1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,5(1 + 0,34(1,26 - 0,2) + 1,26^2) = 1,47$$

$$X_z = \frac{1}{1,47 + (1,47^2 - 1,26^2)^{0,5}} = 0,45$$

$$X_{\min} = \min(X_y; X_z) = \min(1; 0,45) = 0,45$$

Calcul des coefficient **K** :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A f_y} \quad \text{avec} \quad K_y \leq 1,5$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\Psi \quad \text{avec} \quad \Psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\Psi = \frac{4,2}{121,2} = 0,03$$

$$\beta_{My} = 1,8 - (0,7 \times 0,03) = 1,78$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,17(2 \times 1,78 - 4) + \frac{3216 - 2896}{2896} = 0,04 \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{0,04 \times 524,25}{1 \times 178 \times 27,5} = 1$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A f_z} \quad \text{avec} \quad K_z \leq 1,5$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\Psi \quad \text{avec} \quad \Psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\Psi = \frac{-0,37}{1,049} = 0,35$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - (0,7 \times 0,35) = 2,05$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} \times W_{elz}}{W_{elz}} = 1,26(2 \times 2,05 - 4) + \frac{965,5 - 631}{631} = 0,65$$

$$K_z = 1 - \frac{(0,65) \times 524,25}{0,45 \times 178 \times 27,5} = 0,85$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{178 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 4450 \text{ KN}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{3216 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 804 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{965,5 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 241,375 \text{ KN.m}$$

$$\frac{524,25}{0,45 \times 4450} + \frac{1 \times 121,2}{804} + \frac{0,83 \times 0,37}{241,375} = 0,2 < 1$$

VI.2.2.2. Vérification de l'élément vis-à-vis le déversement

Les éléments qui sont soumis à la flexion composée doivent être vérifier la condition suivante : [3]

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{plrd}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} M_{ply.rd}} < 1$$

Calcul l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{lt}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \beta_w^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 86,8$$

$\beta_w = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{C_1^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)^{0,25}} = \frac{795/7,29}{1,132^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{795/7,29}{440/21}\right)^2\right)^{0,25}} = 82,75$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{82,75}{86,8} \times 1^{0,5} = 0,95 > 0,4 \quad \text{risque de déversement}$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Section laminée.

$$\varphi_{LT} = 0,5(1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2) = 0,5(1 + 0,21(0,95 - 0,2) + 0,95^2) = 1,03$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,03 + (1,03^2 - 0,95^2)^{0,5}} = 0,70 \leq 1.$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\beta_{MLT} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 1,26 \times 1,3 - 0,15 = 0,09 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,09 \times 524,25}{0,45 \times 178 \times 27,5} = 0,98$$

$$\frac{524,25}{0,45 \times 3975} + \frac{0,98 \times 121,2}{0,70 \times 804} = 0,47 < 1 \quad \text{c.v}$$

Les efforts internes obtenu par logiciel ETABS 2018 sous la combinaison la plus défavorables regroupé dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI. 2: Effort interne sous N_{sdMAX} pour chaque poteau

Poteau	Combinaison	N_{sdMAX} (KN)	M_{ysd} (KN.m)	M_{zsd} (KN.m)
5,18	1,35G+1,5Q	480,91	42,65	1,11

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications vis-à-vis le flambement.

Tableau VI. 3: Vérification de poteau vis-à-vis le flambement

Flambement								
Poteau	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final	Condition ≤ 1
		L_{fy}	L_{fz}	x_{min}	k_y	k_z		
5,18	HEA450	3,7	5,2	0,71	1	1,01	0,13	Vérifie

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications vis-à-vis le déversement.

Tableau VI. 4: Vérification de poteau vis-à-vis le déversement

Déversement								
Poteau	Profilé	Longueur de déversement	Les coefficients				Valeur final	Condition ≤ 1
		L_{fz}	$\bar{\lambda}_{LT}$	X_{LT}	K_{LT}	x_z		
5,18	HEA450	5,2	0,69	0,85	0,99	0,71	0,21	Vérifie

2^{ème} cas : M_{ysdmax} ; N_{sd} et M_{zsd} correspondant.

Les efforts internes obtenu par logiciel ETABS 2018 sous la combinaison la plus défavorables regroupé dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI. 5: Effort interne sous M_{ysdMAX} pour chaque poteau

Poteau	Combinaison	N_{sd} (KN)	M_{ysdMAX} (KN.m)	M_{zsd} (KN.m)
4,32	G+Q+1,2Ex	364,43	327,33	0,24
5,18	G+Q+1,2Ex	67,380	252,16	0,19

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications vis-à-vis le flambement.

Tableau VI. 6: Vérification de poteau vis-à-vis le flambement

Flambement								
Poteau	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final	Condition ≤ 1
		L_{fy}	L_{fz}	x_{min}	k_y	k_z		
4,32	HEA450	2,75	7,95	0,45	1	1,10	0,45	Vérifie
5,18	HEA450	3,70	5,20	0,71	1	0,99	0,33	Vérifie

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications vis-à-vis le déversement.

Tableau VI. 7: Vérification de poteau vis-à-vis le déversement

Déversement								
Poteau	Profilé	Longueur de déversement	Les coefficients				Valeur final	Condition ≤ 1
		L_{fz}	$\bar{\lambda}_{LT}$	X_{LT}	K_{LT}	x_z		
4,32	HEA 450	7,95	0,95	0,70	0,98	0,45	0,76	Vérifie
5,18	HEA 450	5,2	0,69	0,85	1,00	0,71	0,39	Vérifie

3^{ème} cas : M_{zsdmax} ; N_{sd} et M_{ysd} correspondant.

Les efforts internes obtenu par logiciel ETABS 2018 sous la combinaison la plus défavorables regroupé dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI. 8: Effort interne sous M_{zsdMAX} pour chaque poteau

Poteau	Combinaison	N_{sd} (KN)	M_{ysd} (KN.m)	M_{zsdMAX} (KN.m)
4,32	1,35G+1,33Q+1,33Sn+1,33W1	60,69	34,48	15,30
5,18	1,35G+1,33Q+1,33Sn+1,33W1	53,99	49,14	16,74

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications vis-à-vis le flambement.

Tableau VI. 9: Vérification de poteau vis-à-vis le flambement

Flambement								
Poteau	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final	Condition ≤ 1
		L_{fy}	L_{fz}	x_{min}	k_y	k_z		
4,32	HEA450	2,75	7,95	0,45	1	1,05	0,12	Vérifie
5,18	HEA450	3,70	5,20	0,71	1	0,99	0,14	Vérifie

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications vis-à-vis le déversement.

Tableau VI. 10: Vérification de poteau vis-à-vis le déversement

Déversement								
Poteau	Profilé	Longueur de déversement	Les coefficients				Valeur final	Condition ≤ 1
		L_{fz}	$\overline{\lambda}_{LT}$	X_{LT}	K_{LT}	x_z		
4,32	HEA 450	7,95	0,95	0,70	1	0,45	0,09	Vérifie
5,18	HEA 450	5,2	0,69	0,85	1	0,71	0,09	Vérifie

VI.3. Vérification des traverses (IPE400)

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ETABS, le profilé IPE400 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

VI.3.1. Charges repaires sur la traverse

- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

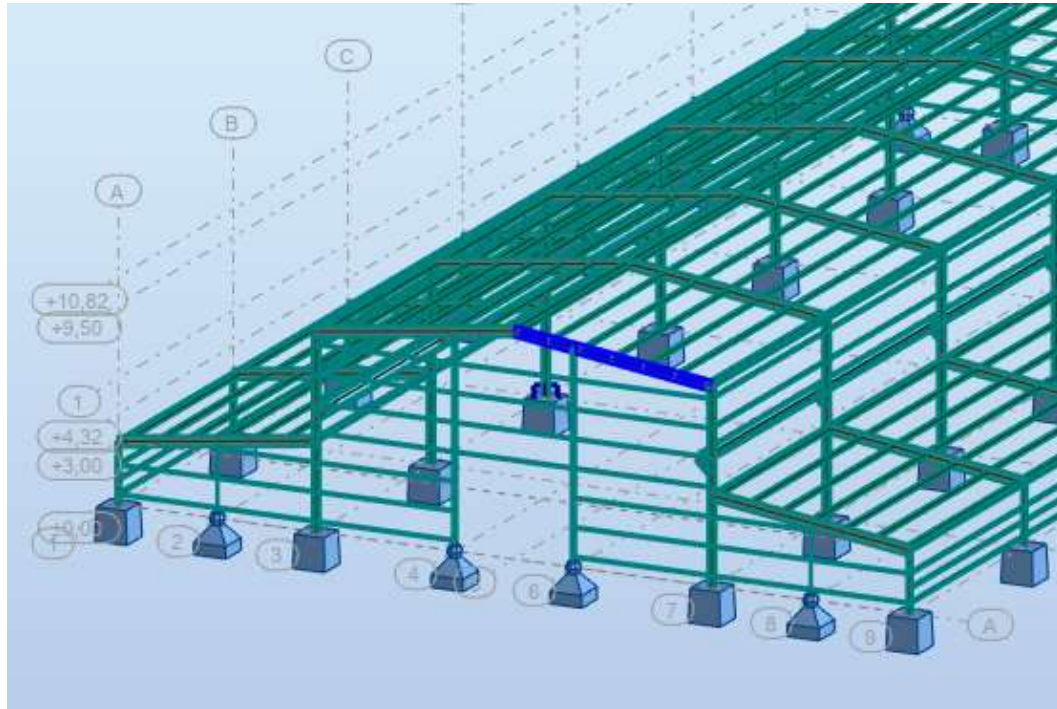


Figure VI. 2: Travers la plus sollicité. [6]

VI.3.2. Efforts sollicitant

Les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel ETABS, La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison (G+Q +1,2Ex).

$$M_{y,sd} = -271,33 \text{ KN.m}$$

$$N_{,sd} = -76,18 \text{ KN}$$

VI.3.3. Classe de la section transversale

Classe de l'âme : (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d - d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{,sd}}{t_w \times f_y} = \frac{76,18}{0,86 \times 27,5} = 3,22$$

$$\alpha = \frac{1}{33,1} \left(\frac{33,1 - 3,22}{2} \right) = 0,45 \leq 1 \quad \alpha > 0,5$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{33,1}{0,86} \leq \frac{396 \times 0,924}{(13 \times 0,45 - 1)} ; \quad 38,48 \leq 75,44 \quad \text{l'âme est de Classe 1 .}$$

Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{b}{2}}{tf} = \frac{90}{13,5} = 6,67 \leq 10\epsilon \quad \text{semelle est de classe 1.}$$

Donc La section IPE400 est de classe 1

VI.3.4. Vérification de la résistance à la flexion composée

$$M_{\text{ply.rd}} = \frac{M_{\text{ply}}(n - 1)}{(1 - 0,5a)}$$

$$n = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{plrd}}} = \frac{76,18}{2116} = 0,03$$

$$M_{\text{ply}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{1,1} = \frac{1307 \times 27,5}{1,1} = 326,75 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{plrd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{84,64 \times 27,5}{1,1} = 2116 \text{ KN}$$

$$a = \frac{(A - 2btf)}{A} = \frac{84,64 - 2 \times 180 \times 13,5}{84,64} = 0,42 < 0,5$$

$$M_{\text{ply.rd}} = \frac{326,75(1 - 0,03)}{(1 - 0,5 \times 0,42)} = 408,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,\text{sd}} = 269,6 \text{ KN.m} \leq M_{\text{ply.rd}} = 400,78 \text{ KN.m}$$

La condition de résistance est vérifiée

VI.3.5. Vérification de flambement

Classe de la section : d'après le tableau des profilés (classe 1) On a $M_{z,\text{sd}} = 0$

$$\frac{N_{\text{sd}}}{\chi_{\text{MIN}} \times N_{\text{plrd}}} + \frac{K_y \times M_{y,\text{sd}}}{M_{\text{ply.rd}}} + \frac{K_z \times M_{z,\text{sd}}}{M_{\text{plz.rd}}} \leq 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} = \frac{1008}{16,55} = 60,90$$

$$\lambda_z = \frac{l_{cr, z}}{i_z} = \frac{160}{3,95} = 40,5$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,924 = 86,76$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = 0,70 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = 0,47 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Pour un IPE400 :

$$h = 400 \text{ mm} ; b = 180 \text{ mm} ; t_f = 13,5 \text{ mm}$$

$$h/b = 2,23 > 1,2 \text{ et } t_f = 13,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 [3]

Axe-Y-Y : courbe à $\alpha_y = 0,21$

Axe-Z-Z : courbe b $\alpha_z = 0,34$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,21(0,7 - 0,2) + 0,7^2] = 0,80$$

$$X_y = \frac{1}{0,80 + [0,80^2 - 0,7^2]^{0,5}} = 0,84 < 1$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34(0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,65 < 1$$

$$X_z = \frac{1}{0,65 + [0,65^2 - 0,47^2]^{0,5}} = 0,90 < 1$$

$$X_{min} = \min(0,84 ; 0,90) = 0,84$$

Facteur d'amplification :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times N_{plrd}} \quad \text{et } K_y \leq 1.$$

$\beta_{My} = \beta_{mq} = 1,3$ (Charge de vent uniformément répartie). [12]

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,7(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1307 - 1156}{1156} = -0,85 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,85 \times 76,18 \times 10^3}{0,84 \times 2116000} = 1,03 < 1,5$$

$$\frac{76,18}{0,84 \times 21160} + \frac{1,03 \times 271,33 \times 10^6}{1307 \times 10^3 \times 275} = 0,78 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

VI.3.6. Vérification de déversement

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inférieure est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement ($M_{zsd} = 0$). [3]

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \times N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y.sd}}{X_{lt} \times W_{ply} \times f_y} + 0 \leq 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{C_1^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right)^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{160 / 3,95}{1,132^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{160 / 3,95}{40 / 1,35} \right)^2 \right)^{0,25}} = 37,23$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{37,23}{86,76} = 0,42 > 0,4 \quad \text{il y a risque de déversement}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\varphi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profils laminés.}$$

$$\varphi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,61$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0,61 + [0,61^2 - 0,42^2]^{0,5}} = 0,95 \leq 1$$

$$X_Z = 0,90$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_Z \times A \times f_y} \quad \text{et } K_{Lt} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \overline{\lambda}_{LT} \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,42 \times 1,3 - 0,15 = -0,07 \leq 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,07 \times 76,18}{0,90 \times 84,64 \times 275} = 0,99 \leq 1$$

$$\frac{76,18 \times 10^3}{0,9 \times 84,64 \times 10^2 \times 275} + \frac{0,99 \times 271,33 \times 10^6}{0,95 \times 1307 \times 10^3 \times 275} = 0,82 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

VI.3.7. Vérification de la flèche

La valeur de la flèche [7] Fleche = 3,96 cm

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1008}{250} = 4,032$ cm

$f_{\max} < \bar{f}$ C.V

VI.4. Vérification des contreventements

Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs, ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

VI.4.1. Vérification de palée de stabilité en X

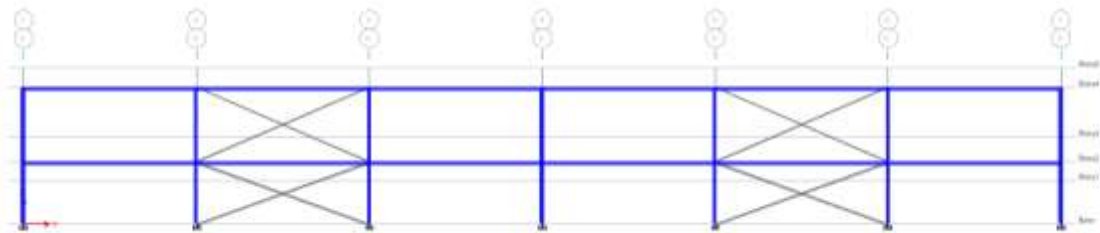


Figure VI. 3: Contreventements en X paroi vertical. [7]

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison [7]

$G + Q + 1,25E_x$

$N_{sd} = 182,34$ KN

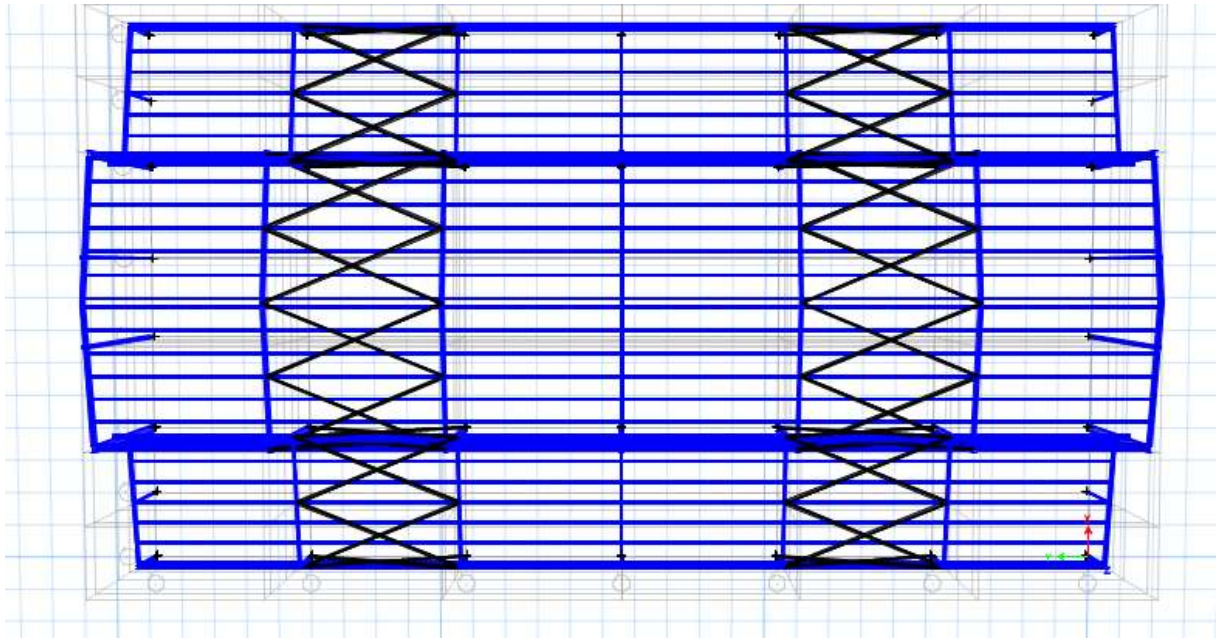
Le profilé choisit $2 \times \text{UPN}220$

Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = \frac{37,4 \times 27,5}{1,1} = 935 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 182,34 \text{ kN} < 2 \times N_{pl,Rd} = 1870 \text{ KN}$ c.v

VI.4.2. Vérification de contreventement de toiture en X**Figure VI. 4:** Contreventement en X de toiture. [7]

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q + 1,25Ex$$

$$N_{sd} = 78,32 \text{ KN}$$

Le profilé choisit L150×15

Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = \frac{43,02 \times 27,5}{1,1} = 1075,5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 78,32 \text{ kN} < N_{pl, Rd} = 1075,5 \text{ KN} \quad \text{c.v}$$

VI.5. Conclusion

L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissantes sur notre structure, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteurs, et des assemblages. Après le calcul avec ETABS on a trouvé que

Pour les poteaux HEA450

Pour les traverses IPE400

Pour les contreventements 2×UPN220 et L150×15

Chapitre VII : Étude des Assemblages

VII.1. Introduction

Un assemblage est un système qui permet de réunir un ou plusieurs éléments métalliques afin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage ou soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux ;
- Créer une liaison de continuité ;
- Correspondre au type de liaison adéquat ;

VII.2. Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les différents modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

- Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, qui consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types de boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute adhérence.

Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau VII. 1: Classes des boulons [3]

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons								
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons [3]

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
As (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section nominale du boulon.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

- Fonctionnement des assemblages :

- Fonctionnement des assemblages par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- Fonctionnement des assemblages par adhérence :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact.

Cela concerne le soudage et le boulon nage par les boulons à haute résistance.

- Assemblage par soudure :

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

VII.3. Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de [-].

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-traverse.
- Assemblage de contreventement paroi vertical en X.
- Assemblage de contreventement toiture en X.
- Assemblage de traverse- traverse.
- Pied de poteau.

On a traité un exemple de calcul manuel pour 3 types d'assemblages (poteau-traverse ; contreventement en X) ; on a utilisé le logiciel **Auto desk Robot** pour calculer 3 types d'assemblages (pied de poteau ; traverse-traverse ; poteau-traverse).

VII.4. Calcul manuelle

VII.4.1. Assemblages poteau – traverse

On va traiter un seul exemple manuellement et un exemple en utilisant le logiciel Auto -desk Robot

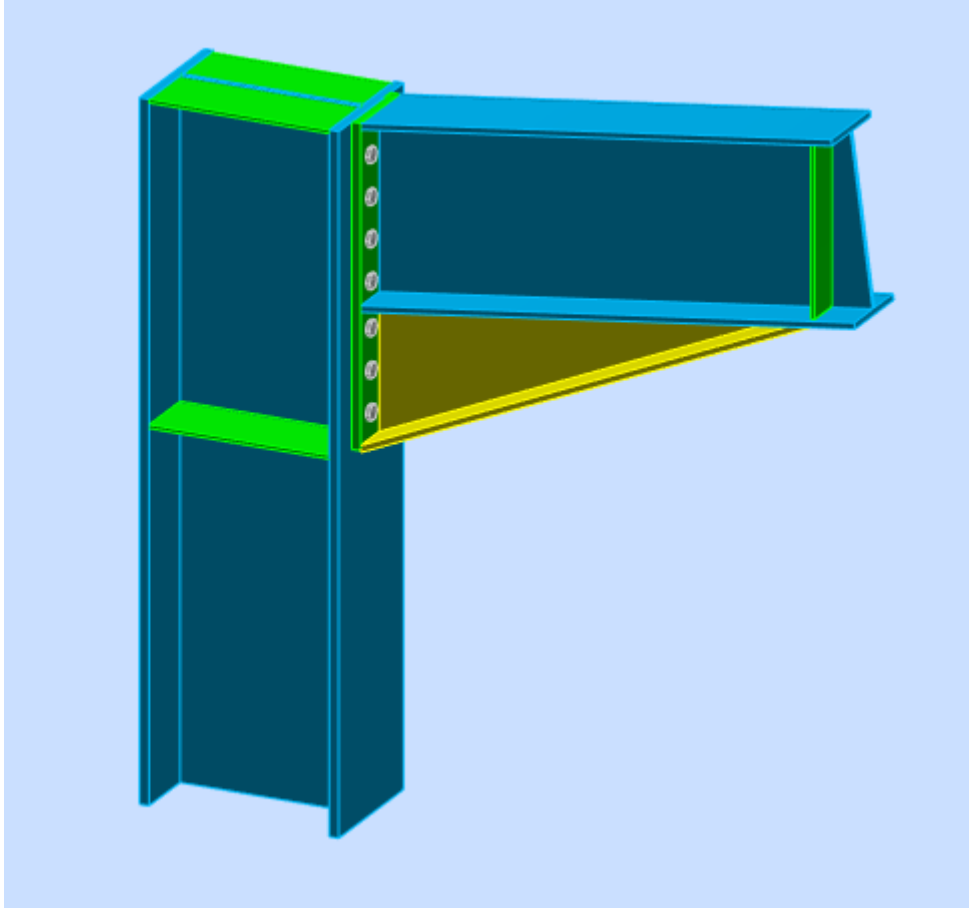


Figure VII. 1: Vue d'assemblage poteau – traverse. [6]

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

- Données de calcul_ [7]
 - Moment fléchissant : $M_{sd} = 295 \text{ KN.m}$
 - Effort tranchant : $V_{sd} = 77,11 \text{ KN}$
 - **Calcul de la soudure traverse IPE400**
 - La semelle

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85. \\ \gamma_{mw} = 1,3. \\ f_{us} = 430. \end{cases}$

$$a_f \geq 13,5 \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 6,02 \text{ mm.}$$

- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 8,6 \times \left(\frac{275}{1,1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 3,83 \text{ mm.}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend $a=10\text{mm}$

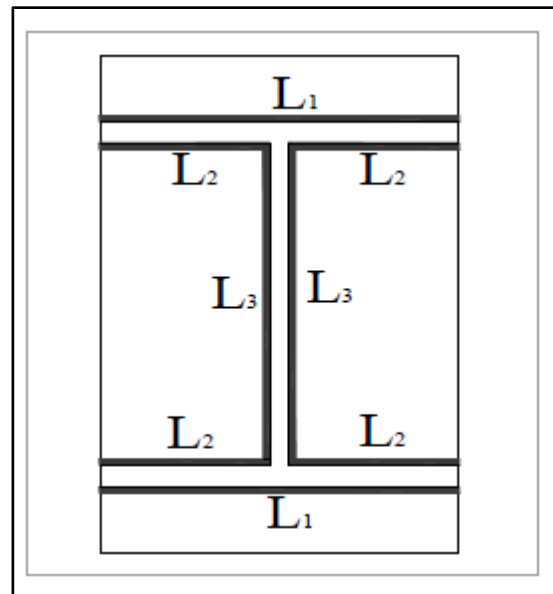


Figure VII. 2: Assemblage soudé traverse-platine. [5]

On a:

$$L_1 = b_s = 180 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 86 \text{ mm}$$

$$L_3 = 331 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) a = 13660 \text{ mm}^2$$

$$I_{ys} = 2l_1 \times a \times d_1^2 + 4l_2 \times a \times d_2^2$$

Avec :

$$d_1 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{440}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 225 \text{ mm.}$$

$$d_2 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{440}{2} - 21 - \frac{10}{2} = 194 \text{ mm.}$$

$$I_{ys} = 2 \times 180 \times 10 \times 225^2 + 4 \times 186 \times 10 \times 194^2$$

$$I_{ys} = 462261840 \text{ mm}^4.$$

➤ **Vérification de la soudure**

- Effet N_{sd} et V_{sd} :

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3 \left(\frac{77,11 \times 10^3}{2 \times 331 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

20,17 Mpa < 389,14 Mpa Condition vérifiée.

-Effet de N_{sd} et M_{sd}

$$\sqrt{2 \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s_{yy}}} \times \frac{h}{2} \right) \right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{295}{462261840} \times \frac{440 \times 10^6}{2} \right) \right]} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

198,55 Mpa < 389,14 Mpa. Condition vérifiée

• **Vérification des boulons HR**

Choix de diamètre du boulon :

- Epaisseur de la platine : ép. = 20mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 18 \text{ mm}$.

Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{77,11 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 1,004$$

On prend $n=10$ (boulons) **HR**.

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre $\varnothing=18$ mm (**M18**), classe **10.9**.

Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 24\text{mm} \leq e_1 \leq 162\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 44\text{mm} \leq p_1 \leq 189\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 30\text{mm} \leq e_2 \leq 162\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 60\text{mm} \leq p_2 \leq 189\text{mm}$$

$$e_1 = 80\text{mm} \quad p_1 = 90\text{mm} \quad e_2 = 100\text{mm} \quad p_2 = 100\text{mm}.$$

- On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur des dimensions :

- Hauteur : $H = 300$ mm
- Longueur : $I = 1000$ mm
- Largeur : $W = 180$ mm
- ép semelle : $t_f = 14$ mm
- ép âme : $t_w = 9$ mm

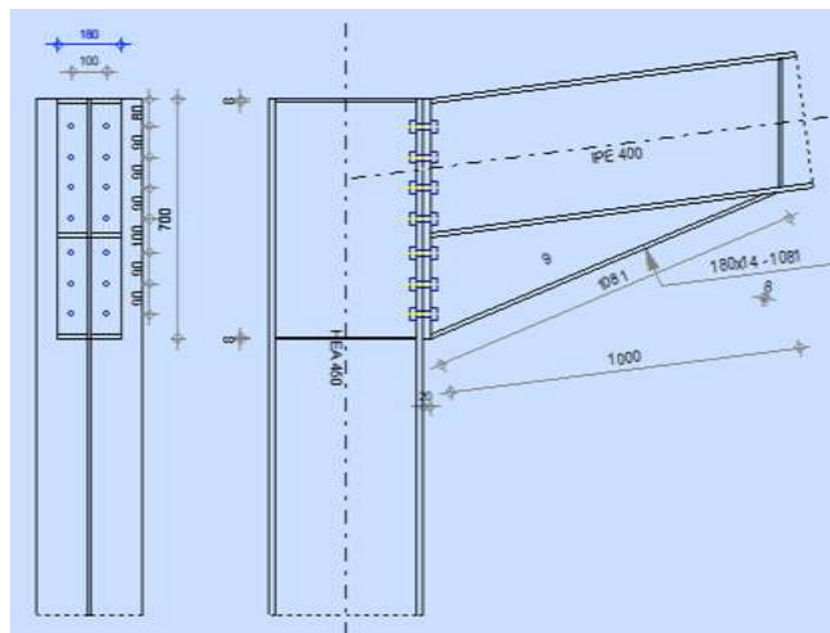


Figure VII. 3: Schéma distribution des boulons et des jarrets. [6]

L'espacement des éléments d'attache

$$d_1=320\text{mm} \quad d_2=230\text{mm} \quad d_3=140\text{mm} \quad d_4=50\text{mm}.$$

$$\sum d_i^2 = 177400\text{mm}^2.$$

Calcul de A_s

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 266.07 \text{ KN} ; F_{m2} = 191,23 \text{ KN} ; F_{m3} = 116,40 \text{ KN} ; F_{m4} = 41,57 \text{ KN} .$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par Boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{sd} = F_{m1} \leq F_{p.Cd} \quad \text{avec} \quad F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Soit :

Un boulon de diamètre $\varphi 18 (A_s = 192\text{mm}^2)$

$$\text{Donc : } F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 192 = 134,4 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9 .
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 266,07 \text{ kN} \leq nF_p = 2 \times 134,4 = 268,8 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

a) La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

- L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{77,11}{10} = 7,71 \text{ KN}$$

- La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,rd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- $k_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales
- $\mu = 0.3$ Surface nettoyées par brossage métallique
- $n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement
- $\gamma_{ms} = 1.25$ Pour les résistances au glissement.
- $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 134,4$ KN la résistance par boulon

$$F_{t,rd} = 266,07 \text{ KN (L'effort de traction } F_{t,rd} = F_{m1})$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times (134,4 - 0.8 \times 266,08)}{1.25} = -37,66 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 7,71 < 37,66 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pression diamétrale :

On a une platine d'épaisseur $t=20$ mm

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[1,21; 1,25; 2,32; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 430 \times 18 \times 20}{1.25} = 309,6 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 440 \times 11,5}{1} \times 10^{-3} = 807,07 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

Donc :

$$F_v = \frac{295}{0,44 - 0,021} \Rightarrow F_v = 704,05 \text{ KN}$$

$F_v = 704,05 \text{ kN} \leq V_R = 807,07 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \times 20 + 5(21 + 21) = 263,5 \text{ mm.}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{77,11}{178 \times 10^{-4}} + \frac{2954}{2896 \times 10^{-6}} = 106,20 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 13,5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{106,2}{275}\right) \times 263,5}{1} \times 10^{-3} = 1033,91 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{295}{0,44 - 0,021} = 704,5 \text{ KN}$$

$F_c = 704,5 \text{ KN} \leq F_{c,rd} = 1033,91 \text{ KN}$ condition vérifiée.

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié.

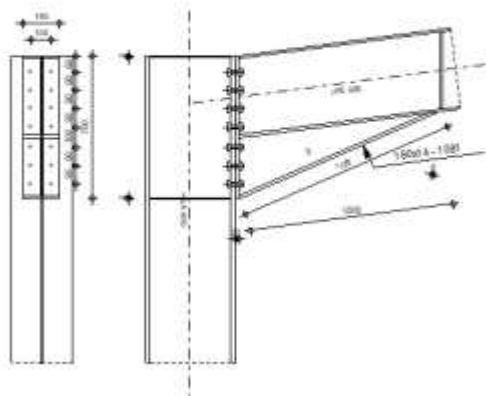


Figure VII. 4: Résultat de l'assemblage poteau HEA450 - traverse IPE400. [6]

VII.4.2. Assemblages contreventement – gousset(poteau)**VII.4.2.1 Assemblages palées de stabilités**

Les diagonales à assemblé sont des doubles UPN220 on doit les fixer à l'aide des boulons ordinaire qui lient les semelles des double UPN220 et le gousset.

- Données de calcul
 - Effort tranchant : $V_{sd} = 113 \text{ KN}$ [7]
- Vérification des boulons ordinaire

Choix de diamètre du boulon :

- Epaisseur de gousset : $t_{gousset} = 10 \text{ mm}$
- Epaisseur de UPN220 : $t_w = 9 \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$

On à l'épaisseur de gousset $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\phi = 16 \text{ mm}$ de classe 8.8

Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{113 \times 1,25}{0,6 \times 157 \times 800 \times 2} \times 10^3 = 0,94$$

On prend $n = 3$ (boulons).

Alors on prend une file avec 3 boulons ordinaire de diamètre $\phi = 16 \text{ mm}$ (**M16**), classe **8.8**.

Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$e_1 = 70 \text{ mm} \quad p_1 = 90 \text{ mm}$$

- Pression diamétrale :

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[1,29; 1,42; 2,9; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 430 \times 16 \times 9}{1,25} = 123,84 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 37,67 \text{ KN} < F_{b,rd} = 123,84 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

VII.4.2.2. Assemblages contreventement de toiture

Les diagonales à assemblé sont des cornière 150×150×15 on doit les fixer à l'aide des boulons ordinaire qui lient la cornière avec le gousset.

- Données de calcul
 - Effort tranchant : $V_{sd} = 47,5 \text{ KN}$
- Vérification des boulons ordinaire

Choix de diamètre du boulon :

- Epaisseur de gousset : $t_{gousset} = 10 \text{ mm}$
- Epaisseur de cornière : $t_c = 15 \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$

On à l'épaisseur de gousset $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\phi = 16 \text{ mm}$ de classe 8.8

Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{47,5 \times 1,25}{0,6 \times 157 \times 800} \times 10^3 = 0,79$$

On prend $n=2$ (boulons).

Alors on prend une file avec 2 boulons ordinaire de diamètre $\varnothing=16$ mm (**M16**), classe **8.8**.

a) Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 70\text{mm} \quad p_1 = 90\text{mm}.$$

• Pression diamétrale :

$$F_{v,rd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[1,29; 1,42; 2,9; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 430 \times 16 \times 9}{1,25} = 123,84 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 23,75 \text{ KN} < F_{b,rd} = 123,84 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

• **Remarque :** Les autres assemblages sont calculés par logiciel selon l'eurocode3 et sont exposés en annexe.

Chapitre VIII : Calcul des Fondations

VIII.1. Introduction

Une fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles. Une semelle est par définition un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et les charges c'est-à-dire la descente des charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

VIII.2. Hypothèses de calcul

- Fissuration préjudiciable
- Aciers FeE400
- Contrainte admissible de l'acier

Aux E.L.S, en admettant la fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\{2/3 f_e, 150\delta\} = 240\text{MPa}, \text{ avec } \delta = 1,6 \text{ pour aciers HA}$$

Aux E.L.U, en admettant la fissuration préjudiciable :

$$\text{Aux E. L. U: } \sigma_s = f_e/\delta_s = 348\text{MPa}; \text{ pour } \delta_s = 1,15$$

$$\tau_{\mu} = \min\{f_{ct} \times 0,1 \text{ et } 3 \text{ MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sol}}^{\text{SCT}} = 2,16 \text{ bars (E. L. S)}$$

$$\sigma_{\text{sol}}^x = 1,5 \sigma_{\text{sol}}^{\text{SCT}} = 3,24 \text{ bars (E. L. U)}$$

VIII.3. Conception

Les semelles sous poteaux des palées de stabilité sont très sollicitées. Le calcul se fait d'après les étapes suivantes :

Le Fut : C'est la partie verticale en béton armée qui relie la semelle au poteau métallique, on l'appelle amorce poteau. Ses dimensions sont choisies en fonction des dispositions pratiques de la construction. Elles seront fonction de l'importance de la plaque d'assise et on tiendra compte d'un débordement du fut par rapport à la plaque d'assise de 5cm minimum.

Les dimensions en plan de la platine sont telles que la relation suivante soit respectée : [9]

$$A/B = a/b$$

$$\text{Si } a = 700 \text{ mm et } b = 550\text{mm} \rightarrow \text{Alors } A/B = a/b = 700/550 = 1,27$$

$$Q_{\text{adm}} = 2,16 \text{ bars} \quad \text{et } N = 524,25 \text{ KN}$$

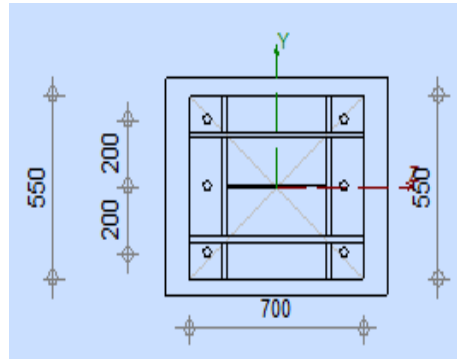


Figure VIII. 1: Le schéma et dimension de fut. [6]

VIII.4. Dimensions de la semelle

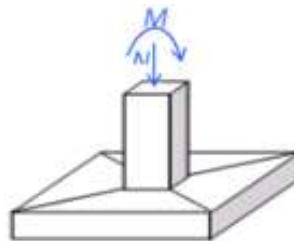


Figure VIII. 2: Le schéma des efforts sur la semelle. [5]

Les efforts calculés par le logiciel à l'état ultime et service. [7]

- | | | |
|-----------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| a) Efforts normaux | : $N_u = 524,25 \text{ KN}$, | $N_{ser} = 367,21 \text{ KN}$ |
| b) Efforts tranchants | : $V_u = 70,43 \text{ KN}$, | $V_{ser} = 50,44 \text{ KN}$ |
| c) Moments de flexion | : $M_u = 237,92 \text{ KN.m}$, | $M_{ser} = 176,16 \text{ KN.m}$ |

VIII.4. 1. Etats limites de service : ELS

Condition de stabilité :

$$B > 6 \times e_s \text{ tel que : } e_s = M_{ser} / N_{ser} = 176.16 / 367.21 = 0.48 \rightarrow 6 \times e_s = 2.88 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / AB \leq \sigma_{sol} \rightarrow AB \geq N_{ser} / \sigma_{sol}$$

$$AB > 367,21 / 216 > 1,700 \text{ m}^2. \quad \text{Avec } A/B = 1,27 \text{ et } B > 2,88$$

$$A \geq \frac{N_{ser}(1 + 3 \times \frac{e_s}{B})}{\sigma_{sol} \times B}$$

$$A \geq \frac{367.21(1 + 3 \times \frac{.48}{2.90})}{216 \times 2.90} = 0,88 \text{ m}$$

$$\text{D'où } A = 2,9 \times 1,27 = 3,68 \text{ m} \rightarrow A = 3,70 \text{ m}$$

VIII.4. 2. Etats limites Ultime : ELUCondition de stabilité :

$$e_u = M_u / N_u = 237,92 / 524,25 = 0,45$$

$$A/4 = 3,70/4 = 0,925\text{m} > e_u.$$

Condition de résistance :

$$e_u = 0,45$$

$$A/6 = 3,7/6 = 0,62$$

$$B \geq \frac{2N_u}{3 \times \left(\frac{A}{2} - es\right) \times \sigma_{sol}}$$

$$B > \frac{2 \times 524,25}{3 \times (1,85 - 0,45) \times 216} = 1,16 \text{ m}$$

On prendra $B = 2,90\text{m}$ et $A = 3,70\text{m}$

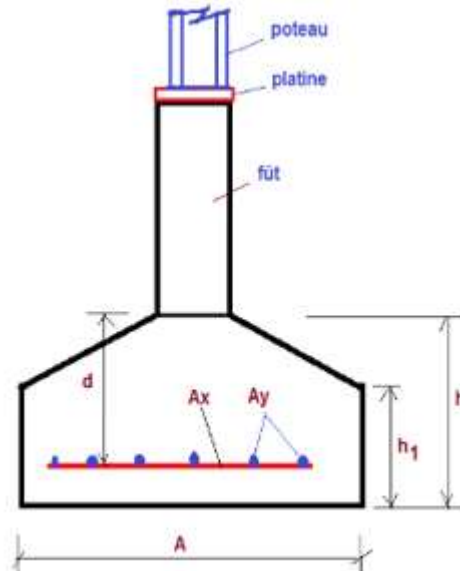


Figure VIII. 3: Le schéma de dimension de la semelle isolé.

VIII.5. Hauteur de la semelle

$$d > \max [(A-a)/4, (B-b)/4] = \max (0,75 ; 0,59) = 0,75\text{m} = 75 \text{ cm}$$

Soit $d = 80 \text{ cm}$; avec un enrobage $c = 5\text{cm}$, la hauteur de semelle est $h = d + c = 85 \text{ cm}$

$$h_1 = h/2 \text{ à } h/3 = 42,5\text{cm} \text{ à } 28,33 \text{ cm} \text{ soit } h_1 = 45\text{cm}$$

Vérification de la condition : $h_1 > (6 \times \phi + 6) \text{ cm}$ ϕ = Diametre de la plus grosse barre utilisée pour le ferrailage soit $\phi 16\text{mm}$ [9]

On a : $h_1 = 45 \text{ cm} > 6 \times 1,6 + 6 = 15,6 \text{ cm}$ donc c'est vérifié.

Enfin :

Semelle 3,70m x 2,90 m	
h	= 85 cm
h1	= 45 cm
d	= 80 cm

VIII.6. Poids de la fondation

Si D est la profondeur d'ancrage = 2.00m et $\gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ KN/m}^3$.

a) Poids de la terre au-dessus de la semelle : [9]

$$N_t = [(AB - ab) \times (D - h) + (A^2 - a^2) \times h - h/2] \times \gamma_{\text{sol}} = 2,48t$$

b) Poids du massif de la semelle :

$$N_s = [(A^2 h_1 + A^2 (h - h_1)/2 + a \times (D - h) \times 2.5] = 2,48t$$

$$N_f = N_t + N_s = 3.88t = 38,8 \text{ KN.}$$

c) Ferraillage :

On applique la méthode des bielles :

$$A_a = N_u(A - a) / (8 \times d \times \sigma_s)$$

$$A_b = N_u(B - b) / (8 \times d \times \sigma_s)$$

Avec $N_u = N_f + 524,25 \text{ KN} = 563,05 \text{ KN}$

On aura le ferraillage suivant :

Sens porteur : $A_x = 1050 \text{ cm}^2$.

Sens non porteur : $A_y = 8,25 \text{ cm}^2$.

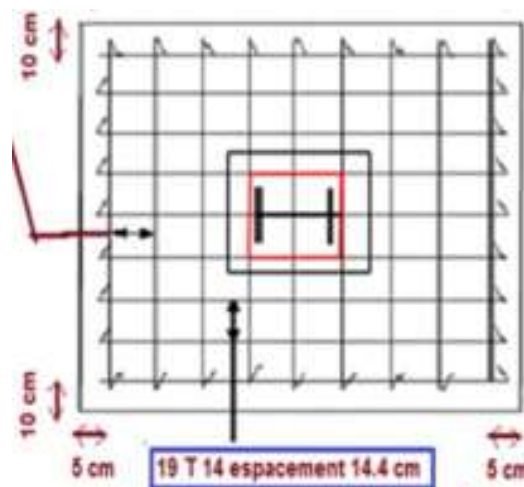


Figure VIII. 4: Le schéma de ferraillage de la semelle isolé.

Avec un ferrailage dans le sens des portiques : 19 T 14 ($29,25 \text{ cm}^2$), soit un espacement de 14,4 cm, et 5 cm aux extrémités

Dans le sens perpendiculaire, on met T12 chaque 20 cm avec 10 cm aux extrémités.

CONCLUSION GENERALE

La réalisation du présent mémoire a été une occasion pour nous d'utiliser et d'approfondir les connaissances théoriques acquises durant le cycle de formation de l'ingénieur, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul et règlements régissant le domaine étudié.

Cette première expérience nous a permis de connaître les principales étapes de l'étude d'une structure en charpente métallique, et de conclure que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais aussi sur sa concordance avec le cas réel.

De plus, l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Aussi, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, et seul le travail continu et la volonté de recherche pourront nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions à venir, et nous tenons à leurs dire que la conception c'est la base d'un projet de fin d'études bien réalisé.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- [2] livre de LAHLOU DAHMANI calcul pratique des éléments de construction métalliques 2ème édition 2022 selon Eurocodes.
- [3] Eurocode 3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [4] Eurocode 1, partie 03 actions induites par les ponts roulant.
- [5] Google photo.
- [6] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020.
- [7] CSI ETABS Ultime d'analyse interactive avec des outils et des fonctions complètes pour la conception et les structures des bâtiments.
- [8] Logiciel CRANEWAY Dlubal.
- [9] Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites91, modifié 99.
- [10] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [11] logiciel RPA 99.
- [12] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 ».

Annexe

Annexe A : Tableau des profils métalliques

Poutrelles I européennes

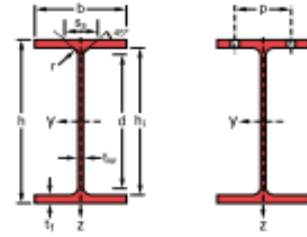
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A cm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _f mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 100*	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6	-	-	-	0.397	57.57
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	0.400	49.33
IPE A 120*	8.7	117.6	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4	-	-	-	0.472	54.47
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	0.475	45.82
IPE A 140*	10.5	137.4	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2	-	-	-	0.547	52.05
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2	-	-	-	0.551	42.70
IPE A 160*	12.7	157	82	4	5.9	9	16.18	145.2	127.2	-	-	-	0.619	48.70
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09	145.2	127.2	-	-	-	0.623	39.47
IPE A 180*	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164	146	M10	48	48	0.694	45.15
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	23.95	164	146	M10	48	48	0.698	37.13
IPE O 180*	21.3	182	92	6	9	9	27.10	164	146	M10	50	50	0.705	33.12
IPE A 200*	18.4	197	100	4.5	7	12	23.47	183	159	M10	54	58	0.764	41.49
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183	159	M10	54	58	0.768	34.36
IPE O 200*	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183	159	M10	56	60	0.779	31.05
IPE A 220*	22.2	217	110	5	7.7	12	28.26	201.6	177.6	M12	60	62	0.843	38.02
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	33.37	201.6	177.6	M12	60	62	0.848	32.36
IPE O 220*	29.4	222	112	6.6	10.2	12	37.39	201.6	177.6	M10	58	66	0.858	29.24
IPE A 240*	26.2	237	120	5.2	8.3	15	33.31	220.4	190.4	M12	64	68	0.918	35.10
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	39.12	220.4	190.4	M12	66	68	0.922	30.02
IPE O 240*	34.3	242	122	7	10.8	15	43.71	220.4	190.4	M12	66	70	0.932	27.17
IPE A 270*	30.7	267	135	5.5	8.7	15	39.15	249.6	219.6	M16	70	72	1.037	33.75
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	45.95	249.6	219.6	M16	72	72	1.041	28.86
IPE O 270*	42.3	274	136	7.5	12.2	15	53.84	249.6	219.6	M16	72	72	1.051	24.88
IPE A 300*	36.5	297	150	6.1	9.2	15	46.53	278.6	248.6	M16	72	86	1.156	31.65
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81	278.6	248.6	M16	72	86	1.160	27.46
IPE O 300*	49.3	304	152	8	12.7	15	62.83	278.6	248.6	M16	74	88	1.174	23.81
IPE A 330*	43.0	327	160	6.5	10	18	54.74	307	271	M16	78	96	1.250	29.09
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	62.61	307	271	M16	78	96	1.254	25.52
IPE O 330*	57.0	334	162	8.5	13.5	18	72.62	307	271	M16	80	98	1.268	22.24

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A cm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _f mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 360*	50.2	357.6	170	6.6	11.5	18	63.96	334.6	298.6	M22	86	88	1.351	26.91
IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	18	72.73	334.6	298.6	M22	88	88	1.353	23.70
IPE O 360*	66.0	364	172	9.2	14.7	18	84.13	334.6	298.6	M22	90	90	1.367	20.69
IPE A 400*	57.4	397	180	7	12	21	73.10	373	331	M22	94	98	1.464	25.51
IPE 400	66.3	400	180	8.6	13.5	21	84.46	373	331	M22	96	98	1.467	22.12
IPE O 400*	75.7	404	182	9.7	15.5	21	96.39	373	331	M22	96	100	1.481	19.57

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification ENV 1993-1-1						H STAR	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					pure bending y-y			pure compression				
	G kg/m	I_y cm ⁴	$W_{pl,y}$ cm ³	$W_{pl,y}^*$ cm ³	I_y cm	A_{cc} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{pl,z}$ cm ³	$W_{pl,z}^*$ cm ³	I_z cm	r_z mm	I_y cm ⁴	$I_w \times 10^4$ cm ⁶	205	235	275	205		235
IPE A 100	6.9	141.2	28.81	32.98	4.01	4.44	13.12	4.77	7.54	1.22	21.20	0.77	0.28	1	1	-	1	1	-
IPE 100	8.1	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92	5.79	9.15	1.24	23.70	1.2	0.35	1	1	-	1	1	-
IPE A 120	8.7	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39	7.00	10.98	1.42	22.20	1.04	0.71	1	1	-	1	1	-
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67	8.65	13.58	1.45	25.20	1.74	0.89	1	1	-	1	1	-
IPE A 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42	9.98	15.52	1.65	23.20	1.36	1.58	1	1	-	1	2	-
IPE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92	12.31	19.25	1.65	26.70	2.45	1.98	1	1	-	1	1	-
IPE A 160	12.7	689.3	87.81	99.09	6.53	7.80	54.43	13.27	20.70	1.83	26.34	1.96	3.09	1	1	-	1	3	-
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31	16.66	26.10	1.84	30.34	3.6	3.96	1	1	-	1	1	-
IPE A 180	15.4	1063	120.1	135.3	7.37	9.20	81.89	18.00	27.96	2.05	27.84	2.7	5.93	1	1	-	2	3	-
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9	22.16	34.60	2.05	31.84	4.79	7.43	1	1	-	1	2	-
IPE O 180	21.3	1505	165.4	189.1	7.45	12.70	117.3	25.50	39.91	2.08	34.54	6.76	8.74	1	1	-	1	1	-
IPE A 200	18.4	1591	161.6	181.7	8.23	11.47	117.2	23.43	36.54	2.23	32.56	4.11	10.53	1	1	-	2	4	-
IPE 200	22.4	1943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4	28.47	44.61	2.24	36.66	6.98	12.99	1	1	-	1	2	-
IPE O 200	25.1	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9	33.11	51.89	2.30	39.26	9.45	15.57	1	1	-	1	1	-
IPE A 220	22.2	2317	213.5	240.2	9.05	13.55	171.4	31.17	48.49	2.46	34.46	5.69	18.71	1	1	-	2	4	-
IPE 220	26.2	2772	252.0	285.4	9.11	15.88	204.9	37.25	58.11	2.48	38.36	9.07	22.67	1	1	-	1	2	-
IPE O 220	29.4	3134	282.3	321.1	9.16	17.66	239.8	42.83	66.91	2.53	41.06	12.27	26.79	1	1	-	1	2	-
IPE A 240	26.2	3290	277.7	311.6	9.94	16.31	240.1	40.02	62.40	2.68	39.37	8.35	31.26	1	1	-	2	4	-
IPE 240	30.7	3892	324.3	366.6	9.97	19.14	283.6	47.27	73.92	2.69	43.37	12.88	37.39	1	1	-	1	2	-
IPE O 240	34.3	4369	361.1	410.3	10.00	21.36	328.5	53.86	84.40	2.74	46.17	17.18	43.68	1	1	-	1	2	-
IPE A 270	30.7	4917	368.3	412.5	11.21	18.75	358.0	53.03	82.34	3.02	40.47	10.30	59.51	1	1	-	3	4	-
IPE 270	36.1	5790	428.9	484.0	11.23	22.14	419.9	62.20	96.95	3.02	44.57	15.94	70.58	1	1	-	2	3	-
IPE O 270	42.3	6947	507.1	574.6	11.36	25.23	513.5	75.51	117.7	3.09	49.47	24.90	87.64	1	1	-	1	2	-
IPE A 300	36.5	7173	483.1	541.8	12.42	22.25	519.0	69.20	107.3	3.34	42.07	13.43	107.2	1	2	-	3	4	-
IPE 300	42.2	8356	557.1	628.4	12.46	25.68	603.8	80.50	125.2	3.35	46.07	20.12	125.9	1	1	-	2	4	-
IPE O 300	49.3	9994	657.5	743.8	12.61	29.05	745.7	98.12	152.6	3.45	50.97	31.06	157.7	1	1	-	1	3	-
IPE A 330	43.0	10230	625.7	701.9	13.67	26.99	685.2	85.64	133.3	3.54	47.59	19.57	171.5	1	1	-	3	4	-
IPE 330	49.1	11770	713.1	804.3	13.71	30.81	788.1	98.52	153.7	3.55	51.59	28.15	199.1	1	1	-	2	4	-
IPE O 330	57.0	13910	833.0	942.8	13.84	34.88	960.4	118.6	185.0	3.64	56.59	42.15	245.7	1	1	-	1	3	-

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification ENV 1993-1-1						H STAR	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					pure bending y-y			pure compression				
	G kg/m	I_y cm ⁴	$W_{pl,y}$ cm ³	$W_{pl,y}^*$ cm ³	I_y cm	A_{cc} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{pl,z}$ cm ³	$W_{pl,z}^*$ cm ³	I_z cm	r_z mm	I_y cm ⁴	$I_w \times 10^4$ cm ⁶	205	235	275	205		235
IPE A 360	50.2	14520	811.8	906.8	15.06	29.76	944.3	111.1	171.9	3.84	50.69	26.51	282	1	1	-	4	4	-
IPE 360	57.1	16270	903.6	1019	14.95	35.14	1043	122.8	191.1	3.79	54.49	37.32	313.6	1	1	-	2	4	-
IPE O 360	66.0	19050	1047	1186	15.05	40.21	1251	145.5	226.9	3.86	59.69	55.76	380.3	1	1	-	1	3	-
IPE A 400	57.4	20290	1022	1144	16.66	35.78	1171	130.1	202.1	4.00	55.60	34.79	432.2	1	1	-	4	4	-
IPE 400	66.3	23130	1156	1307	16.55	42.69	1318	146.4	229.0	3.95	60.20	51.08	490	1	1	-	3	4	-
IPE O 400	75.7	26750	1324	1502	16.66	47.98	1564	171.9	269.1	4.03	65.30	73.10	587.6	1	1	-	2	3	-
IPE A 450	67.2	29760	1331	1484	18.65	42.26	1502	158.1	245.7	4.19	58.40	45.67	704.9	1	1	-	4	4	-
IPE 450	77.6	33740	1500	1702	18.48	50.85	1676	176.4	276.4	4.12	63.20	66.87	791	1	1	-	3	4	-
IPE O 450	92.4	40920	1795	2046	18.65	59.4	2085	217.2	341.0	4.21	70.80	109	997.6	1	1	-	2	4	-
IPE A 500	79.4	42930	1728	1946	20.61	50.41	1939	193.9	301.6	4.38	62.00	62.78	1125	1	1	-	4	4	-
IPE 500	90.7	48200	1928	2194	20.43	59.87	2142	214.2	335.9	4.31	66.80	89.29	1249	1	1	1	3	4	4
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20.56	70.21	2622	259.6	408.5	4.38	74.60	143.5	1548	1	1	1	2	4	4
IPE A 550	92.1	59980	2199	2475	22.61	60.30	2432	231.6	361.5	4.55	68.52	86.53	1710	1	1	-	4	4	-
IPE 550	106	67120	2441	2787	22.35	72.34	2668	254.1	400.5	4.45	73.62	123.2	1884	1	1	1	4	4	4
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22.52	82.69	3224	304.2	480.5	4.55	81.22	187.5	2302	1	1	1	2	4	4
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24.6	70.14	3116	283.3	442.1	4.77	72.92	118.8	2607	1	1	-	4	4	-
IPE 600	122	92080	3069	3512	24.3	83.78	3387	307.9	485.6	4.66	78.12	165.4	2846	1	1	1	4	4	4
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24.52	104.4	4521	403.6	640.1	4.79	91.12	318.1	3860	1	1	1	2	4	4
IPE 750 x 147	147	166100	4411	5110	29.76	105.4	5289	399.2	630.8	5.31	67.12	161.5	7141	1	1	-	4	4	-
IPE 750 x 173	173	205800	5402	6218	30.49	116.4	6873	514.9	809.9	5.57	77.52	273.6	9391	1	1	1	4	4	4
IPE 750 x 196	196	240300	6241	7174	30.95	127.3	8175	610.1	958.8	5.71	86.32	408.9	11290	1	1	1	4	4	4

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1					HISTAR	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y		pure compression				
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} † cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} † cm ³	i _z cm	s _y mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ⁻³ cm ⁶	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅		S ₃₅₅
HE 280 AA	61.2	10560	799.8	873.1	11.63	27.52	3664	261.7	399.4	6.85	55.12	36.22	590.1	3	4	-	3	4	-
HE 280 A	76.4	13670	1013	1112	11.86	31.74	4763	340.2	518.1	7.00	62.12	62.10	785.4	2	3	4	2	3	4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12.11	41.09	6595	471.0	717.6	7.09	74.62	143.7	1130	1	1	2	1	1	2
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12.83	72.03	13160	914.1	1397	7.40	112.6	807.3	2520	1	1	1	1	1	1
HE 300 AA	69.8	13800	975.6	1065	12.46	32.37	4734	315.6	482.3	7.30	60.13	49.35	877.2	3	4	-	3	4	-
HE 300 A	88.3	18260	1260	1383	12.74	37.28	6310	420.6	641.2	7.49	68.13	85.17	1200	2	3	3	2	3	3
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12.99	47.43	8563	570.9	870.1	7.58	80.63	185	1688	1	1	3	1	1	3
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13.98	90.53	19400	1252	1913	8.00	130.6	1408	4386	1	1	1	1	1	1
HE 320 AA	74.2	16450	1093	1196	13.19	35.40	4959	330.6	505.7	7.24	61.63	55.87	1041	3	4	-	3	4	-
HE 320 A	97.6	22930	1479	1628	13.58	41.13	6985	465.7	709.7	7.49	71.63	108	1512	1	3	3	1	3	3
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13.82	51.77	9239	615.9	939.1	7.57	84.13	225.1	2069	1	1	2	1	1	2
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14.78	94.85	19710	1276	1951	7.95	132.6	1501	5004	1	1	1	1	1	1
HE 340 AA	78.9	19550	1222	1341	13.95	38.69	5185	345.6	529.3	7.18	63.13	63.07	1231	3	4	-	3	4	-
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14.40	44.95	7436	495.7	755.9	7.46	74.13	127.2	1824	1	3	3	1	3	3
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14.65	56.09	9690	646.0	985.7	7.53	86.63	257.2	2454	1	1	1	1	1	1
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15.55	98.63	19710	1276	1953	7.90	132.6	1506	5584	1	1	1	1	1	1
HE 360 AA	83.7	23040	1359	1495	14.70	42.17	5410	360.7	553.0	7.12	64.63	70.99	1444	3	4	-	3	4	-
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15.22	48.96	7887	525.8	802.3	7.43	76.63	148.8	2177	1	2	3	1	2	3
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15.46	60.60	10140	676.1	1032	7.49	89.13	292.5	2883	1	1	1	1	1	1
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16.32	102.4	19520	1268	1942	7.83	132.6	1507	6137	1	1	1	1	1	1
HE 400 AA	92.4	31250	1654	1824	16.30	47.95	5861	390.8	599.7	7.06	67.13	84.69	1948	3	3	-	3	3	-
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16.84	57.33	8564	570.9	872.9	7.34	80.63	189	2942	1	1	3	1	2	3
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17.08	69.98	10820	721.3	1104	7.40	93.13	355.7	3817	1	1	1	1	1	1
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17.88	110.2	19340	1260	1934	7.70	132.6	1515	7410	1	1	1	1	1	1
HE 450 AA	99.7	41890	1971	2183	18.16	54.70	6088	405.8	624.4	6.92	68.63	95.61	2572	3	3	-	3	4	-
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18.92	65.78	9465	631.0	965.5	7.29	85.13	243.8	4148	1	1	1	1	2	3
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19.14	79.66	11720	781.4	1198	7.33	97.63	440.5	5258	1	1	1	1	1	2
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19.80	119.8	19340	1260	1939	7.59	132.6	1529	9251	1	1	1	1	1	1

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h ₁ mm	d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
UAP 80	8.4	80	45	5	8	8	10.67	64	48	-	-	-	0.32	38.56
UAP 100	10.5	100	50	5.5	8.5	8.5	13.38	83	66	M10	25	30	0.38	36.35
UAP 130	13.7	130	55	6	9.5	9.5	17.50	111	92	M10	27	35	0.46	33.48
UAP 150	17.9	150	65	7	10.25	10.25	22.84	129.5	109	M16	33	36	0.54	29.96
UAP 175	21.2	175	70	7.5	10.75	10.75	27.06	153.5	132	M16	34	41	0.61	28.52
UAP 200	25.1	200	75	8	11.5	11.5	31.98	177	154	M16	35	46	0.67	26.86
UAP 220	28.5	220	80	8	12.5	12.5	36.27	195	170	M16	36	51	0.73	25.75
UAP 250	34.4	250	85	9	13.5	13.5	43.80	223	196	M22	43	47	0.81	23.57
UAP 300	46.0	300	100	9.5	16	16	58.56	268	236	M27	51	53	0.97	21.04

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification ENV 1993-1-1			
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z								pure bending yy			
	G kg/m	I_y cm ⁴	$W_{el,y}$ cm ³	W_{ply} cm ³	i_y cm	A_{vz} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{el,z}$ cm ³	$W_{pl,z}$ cm ³	i_z cm	e_s mm	I_t cm ⁴	$I_w \times 10^{-3}$ cm ⁶	y_s cm	y_m cm	S 235	S 355	S 355
UAP 80	8.4	107.1	26.78	31.87	3.17	4.51	21.33	7.38	13.64	1.41	17.7	1.9	0.18	1.61	3.17	1	1	1
UAP 100	10.5	209.5	41.90	49.59	3.96	6.07	32.83	9.95	18.47	1.57	19.0	2.65	0.45	1.70	3.38	1	1	1
UAP 130	13.7	459.6	70.70	83.51	5.12	8.52	51.34	13.78	25.55	1.71	21.1	4.15	1.22	1.77	3.56	1	1	1
UAP 150	17.9	796.1	106.1	125.3	5.90	11.28	93.25	20.97	38.78	2.02	23.3	6.51	2.99	2.05	4.15	1	1	1
UAP 175	21.2	1270	145.1	171.5	6.85	13.97	126.4	25.92	47.47	2.16	24.5	8.43	5.62	2.12	4.32	1	1	1
UAP 200	25.1	1946	194.6	230.1	7.80	16.97	169.7	32.13	58.29	2.30	26.2	11.24	9.98	2.22	4.53	1	1	1
UAP 220	28.5	2710	246.4	289.9	8.64	18.83	222.3	39.68	72.56	2.48	27.8	14.4	15.82	2.40	4.94	1	1	1
UAP 250	34.4	4136	330.9	391.8	9.72	23.89	295.4	48.87	87.65	2.60	30.4	20.38	27.43	2.45	5.04	1	1	1
UAP 300	46.0	8170	544.7	639.3	11.81	30.64	562.1	79.88	145.8	3.10	34.9	36.3	75.04	2.96	6.17	1	1	1

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification ENV 1993-1-1	
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z				axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v			pure compression	
	G kg/m	$I_y=I_z$ cm ⁴	$W_{el,y}=W_{el,z}$ cm ³	$i_y=i_z$ cm	I_u cm ⁴	i_u cm	I_v cm ⁴	i_v cm	I_{yz} cm ⁴	S 235	S 355
L 100 x 100 x 8	12.2	144.8	19.94	3.06	230.2	3.85	59.47	1.96	-85.37	4	4
L 100 x 100 x 10	15.0	176.7	24.62	3.04	280.7	3.83	72.65	1.95	-104.0	1	4
L 100 x 100 x 12	17.8	206.7	29.12	3.02	328.0	3.80	85.42	1.94	-121.3	1	2
L 110 x 110 x 10	16.6	238.0	29.99	3.35	378.2	4.23	97.72	2.15	-140.3	2	4
L 110 x 110 x 12	19.7	279.1	35.54	3.33	443.3	4.20	115.0	2.14	-164.1	1	3
L 120 x 120 x 10	18.2	312.9	36.03	3.67	497.6	4.63	128.3	2.35	-184.6	4	4
L 120 x 120 x 11	19.9	340.6	39.41	3.66	541.5	4.62	139.8	2.35	-200.9	2	4
L 120 x 120 x 12	21.6	367.7	42.73	3.65	584.3	4.61	151.0	2.34	-216.6	1	4
L 120 x 120 x 13	23.3	394.0	46.01	3.64	625.9	4.59	162.2	2.34	-231.8	1	3
L 120 x 120 x 15	26.6	444.9	52.43	3.62	705.6	4.56	184.2	2.33	-260.7	1	1
L 130 x 130 x 12	23.5	472.2	50.44	3.97	750.6	5.00	193.7	2.54	-278.5	2	4
L 140 x 140 x 10	21.4	504.4	49.43	4.30	802	5.43	206.8	2.76	-297.6	4	4
L 140 x 140 x 13	27.4	638.5	63.37	4.27	1015	5.39	262.0	2.74	-376.6	2	4
L 150 x 150 x 10	23.0	624.0	56.91	4.62	992	5.82	256.0	2.96	-368.0	4	4
L 150 x 150 x 12	27.3	736.9	67.75	4.60	1172	5.80	302.0	2.94	-434.9	4	4
L 150 x 150 x 14	31.6	845.4	78.33	4.58	1344	5.77	346.9	2.93	-498.5	2	4
L 150 x 150 x 15	33.8	898.1	83.52	4.57	1427	5.76	368.9	2.93	-529.1	1	4
L 150 x 150 x 18	40.1	1050	98.74	4.54	1666	5.71	433.8	2.92	-616.2	1	2
L 160 x 160 x 14	33.9	1034	89.50	4.89	1644	6.17	423.8	3.13	-610.0	3	4
L 160 x 160 x 15	36.2	1099	95.5	4.88	1747	6.16	450.8	3.13	-648.0	2	4
L 160 x 160 x 16	38.4	1163	101.4	4.87	1848	6.14	477.6	3.12	-685.1	1	4
L 160 x 160 x 17	40.7	1225	107.2	4.86	1947	6.13	504.1	3.12	-721.3	1	4
L 180 x 180 x 13	35.7	1396	106.5	5.54	2221	6.99	571.6	3.55	-824.5	4	4
L 180 x 180 x 14	38.3	1493	114.3	5.53	2375	6.98	611.3	3.54	-882	4	4
L 180 x 180 x 15	40.9	1589	122.0	5.52	2527	6.96	650.5	3.53	-938	4	4
L 180 x 180 x 16	43.5	1682	129.7	5.51	2675	6.95	689.4	3.53	-993	3	4
L 180 x 180 x 17	46.0	1775	137.2	5.50	2822	6.94	727.8	3.52	-1047	2	4
L 180 x 180 x 18	48.6	1866	144.7	5.49	2965	6.92	766.0	3.52	-1100	1	4
L 180 x 180 x 19	51.1	1955	152.1	5.48	3106	6.91	803.8	3.51	-1151	1	4
L 180 x 180 x 20	53.7	2043	159.4	5.47	3244	6.89	841.3	3.51	-1202	1	3

Annexe B : Fiches techniques



NOM DU PRODUITS	PANNEAUX SANDWICH DE BARDAGE A FIXATION CACHEE EN LAINE DE ROCHE
LONGUEUR MINIMALE	1 000 mm
LONGUEUR MAXIMALE	16 000 mm
LONGUEUR UTILE	1 000 mm ou 1 200 mm
EPAISSEUR PAREMENT EXTERNE	De 0.4mm à 0.8 mm
EPAISSEUR PAREMENT INTERNE	De 0.4mm à 0.8 mm
EPAISSEUR DU PANNEAU	50 mm, 60 mm, 80 mm, 100 mm

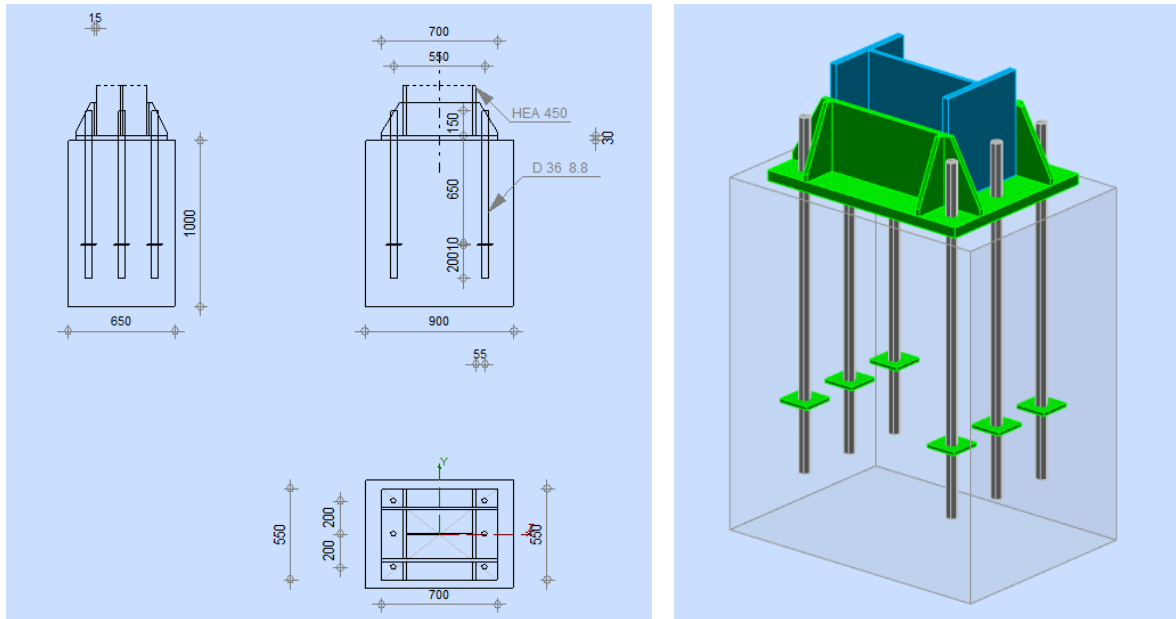
TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR	POIDS DU PANNEAU kg/m ²		RÉSISTANCE THERMIQUE R en m ² .K/W	TRANSMISSION THERMIQUE UP en W/m ² .K
				EPAISSEUR TÔLE mm			
				0.5 / 0.5	0.45 / 0.45		
LL 50	1000	1000 à 16000	50	13.98	13.08	1.25	0.80
LL 60	1000	1000 à 16000	60	14.98	14.08	1.50	0.66
LL 80	1000	1000 à 16000	80	16.98	16.08	2.00	0.50
LL 100	1000	1000 à 16000	100	18.98	18.08	2.50	0.40

NOM DU PRODUITS	PANNEAUX SANDWICH DE COUVERTURE 3 NERVURES EN LAINE DE ROCHE
LONGUEUR MINIMALE	1 000 mm
LONGUEUR MAXIMALE	16 000 mm
LONGUEUR UTILE	1 000 mm ou 1 200 mm
EPAISSEUR PAREMENT EXTERNE	De 0.4mm à 0.8 mm
EPAISSEUR PAREMENT INTERNE	De 0.4mm à 0.8 mm
EPAISSEUR DU PANNEAU	90 mm, 100 mm, 120 mm, 140 mm

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR		POIDS DU PANNEAU kg/m ²			RÉSISTANCE THERMIQUE R en m ² .K/W	TRANSMISSION THERMIQUE UP en W/m ² .K	DISTANCE ENTRE PANNE en mm
			EP	D	EPAISSEUR TÔLE mm					
					07/05	05/05	045/045			
TL 90	1000	1000 à 16000	90	50	16.82	14.85	13.93	1.25	0.80	1500 à 1800
TL 100	1000	1000 à 16000	100	60	17.82	15.85	14.93	1.50	0.66	1500 à 1800
TL 120	1000	1000 à 16000	120	80	19.82	17.85	16.93	2.00	0.50	1500 à 1800
TL 140	1000	1000 à 16000	140	100	21.82	19.85	18.93	2.50	0.40	1500 à 1800

ANNEXE C : Assemblages calculé par logiciel

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	440	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,03	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	63721,60	[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 PRECELLEMENT

$l_{pd} = 700$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 550$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 40$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24
 $f_{ypd} = 235,00$ [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 = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 36$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 8,17$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 10,18$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 550$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 200$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 150$ [mm]
 $L_2 = 650$ [mm]
 $L_3 = 200$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 0$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 0$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 0$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 700$ [mm] Longueur
 $w_s = 550$ [mm] Largeur
 $h_s = 250$ [mm] Hauteur

RAIDISSEUR

$l_s =$	700	[mm]	Longueur
$t_s =$	20	[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

$L =$	900	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	650	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
------------	-------	-------	---

Mortier de calage

$t_g =$	0	[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

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	363,74	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	56,33	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	387,47	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	13,70	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 96$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 212$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 491$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 1043,17$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1-[6.7.(3)]

$A_{c1} = 3126,50$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1-[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 3009,93$ [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)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 19,24$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 1311,55$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,y} = 2522,87$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 9879,87$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 2716,96$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 446$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 6085,27$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 2522,87$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 8,17$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 400,00$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 400,00$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$F_{t,Rd} = 400,00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	555	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	555	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	139	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	52,15	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	52,15	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	1504,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	1000,89	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	1200,01	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	1000,89	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	2001,79	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	1000,89	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,18 < 1,00	vérifié	(0,18)	
$e_y =$	1065	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	223	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	275	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	412,28	[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)	0,94 < 1,00	vérifié	(0,94)	

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	0,66	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]	
$\alpha_{b,y} =$	0,66	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]	
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,y} =$	691,58	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,28	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]	
$A_{vb} =$	10,18	[cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	800,00	[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)]	
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$				

$F_{2,vb,Rd} = 179,15$ [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)]

$N_{c,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 1074,88$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 25,87$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 470,33$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 65$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 9978,18$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 6,56$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 58,25$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 94,07$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 163,06$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,69 < 1,00$ **vérifié** (0,69)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 5,12$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 97,60$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 58$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 10536,89$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 0,88$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 11,27$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 19,52$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 33,82$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,14 < 1,00$ **vérifié** (0,14)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 32,96$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 32,96$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 2,59$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	32,96	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,13	<	1,00	vérifié (0,13)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,19	<	1,00	vérifié (0,19)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,17	<	1,00	vérifié (0,17)

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)]
$\tau_{II} =$	94,07	[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)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,47	<	1,00	vérifié (0,47)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	17,39	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	17,39	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	19,52	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	48,51	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,14	<	1,00	vérifié (0,14)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	127,91	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	127,91	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	120,06	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	329,68	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,96	<	1,00	vérifié (0,96)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	32,86	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	32,86	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	24,74	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	78,46	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,23	<	1,00	vérifié (0,23)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	212	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	491	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	39	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	555	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	139	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	11	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	346	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,30		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	46219,16	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	802892,16	[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)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,96
--	-------	------

POUTRE

Profilé:	IPE 400		
$\alpha =$	7,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	138,24	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe $p_i =$	90; 90; 90; 100; 90; 90	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	700	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	23,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = -295,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -74,11$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -81,17$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 22,23$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 69,69$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 1106,49$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,15$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 359,47$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2412,01$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 663,30$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 663,30$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 689$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 962,69$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -295,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 22,23$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 578$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = -521,33$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = \frac{65,7}{8}$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = \frac{65,7}{8}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 692$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 9,10$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 969,58$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,54 < 1,00$	vérifié (0,54)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 285 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,87 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 21,91 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

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

$$A_s = 19,27 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1236,47 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,92 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,85 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,90 \text{ Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1120,42 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1120,42 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	-	100	-	90	142	181	142	181	161	118	118	118
2	23	-	100	-	90	142	216	142	216	180	90	90	90
3	23	-	100	-	95	142	216	142	216	190	95	95	95
4	23	-	100	-	95	142	216	142	216	190	95	95	95
5	23	-	100	-	90	142	216	142	216	180	90	90	90
6	23	-	100	-	90	142	216	142	216	180	90	90	90
7	23	-	100	-	90	142	181	142	181	161	118	118	118

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	40	-	40	-	90	252	222	222	222	216	162	162	162
2	40	-	40	-	90	252	210	210	210	180	90	90	90
3	40	-	40	-	95	252	210	210	210	190	95	95	95

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
4	40	-	40	-	95	252	210	210	210	190	95	95	95
5	40	-	40	-	90	252	210	210	210	180	90	90	90
6	40	-	40	-	90	252	210	210	210	180	90	90	90
7	40	-	40	-	90	252	210	210	210	216	150	150	150

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 138,24$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 297,22$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

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

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

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

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

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

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

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

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

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	268,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 276,48$	276,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 268,30$	268,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 524,14$	524,14	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta = 969,58$	969,58	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1120,42$	1120,42	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 962,69$	962,69	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	155,73	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 276,48$	276,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 261,58$	261,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 497,06$	497,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 969,58 - 268,30$	701,28	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1120,42 - 268,30$	852,12	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 962,69 - 268,30$	694,39	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 552,96 - 268,30$	284,66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 608,65 - 268,30$	340,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 424,03 - 268,30$	155,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 594,89 - 268,30$	326,59	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	193,95	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 276,48$	276,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 261,58$	261,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 497,06$	497,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 969,58 - 424,03$	545,55	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1120,42 - 424,03$	696,39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 962,69 - 424,03$	538,66	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 527,32 - 155,73$	371,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 548,93 - 155,73$	393,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 821,80 - 424,03$	397,77	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 821,05 - 424,03$	397,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 384,96 - 155,73$	229,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 437,53 - 155,73$	281,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 617,98 - 424,03$	193,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 819,56 - 424,03$	395,53	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

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

$$F_{t3,Rd} = 190,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	197,09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 276,48$	276,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 261,58$	261,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 497,06$	497,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 969,58 - 614,83$	354,74	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1120,42 - 614,83$	505,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 962,69 - 614,83$	347,85	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 533,27 - 190,80$	342,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 561,93 - 190,80$	371,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 793,96 - 346,54$	447,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 773,23 - 346,54$	426,70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1088,43 - 614,83$	473,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 986,69 - 614,83$	371,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 387,90 - 190,80$	197,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 449,35 - 190,80$	258,55	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 578,91 - 346,54$	232,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 662,20 - 346,54$	315,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 811,93 - 614,83$	197,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1044,24 - 614,83$	429,40	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

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

$$F_{t4,Rd} = 147,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	200,10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 276,48$	276,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 261,58$	261,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 497,06$	497,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 969,58 - 762,59$	206,99	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1120,42 - 762,59$	357,83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 962,69 - 762,59$	200,10	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 527,32 - 147,75$	379,57	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 548,93 - 147,75$	401,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 793,96 - 338,56$	455,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 773,23 - 338,56$	434,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1054,64 - 494,29$	560,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 941,73 - 494,29$	447,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1349,12 - 762,59$	586,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1106,76 - 762,59$	344,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 384,96 - 147,75$	237,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 437,53 - 147,75$	289,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 578,91 - 338,56$	240,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 662,20 - 338,56$	323,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 769,92 - 494,29$	275,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 875,05 - 494,29$	380,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1002,94 - 762,59$	240,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1257,09 - 762,59$	494,50	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

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

$$F_{t5,Rd} = 109,01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	91,09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 276,48$	276,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 261,58$	261,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 497,06$	497,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 969,58 - 871,59$	97,99	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1120,42 - 871,59$	248,83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 962,69 - 871,59$	91,09	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 521,37 - 109,01$	412,37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 535,81 - 109,01$	426,80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 788,01 - 256,76$	531,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 762,64 - 256,76$	505,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1054,64 - 447,56$	607,08	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 941,73 - 447,56$	494,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1315,33 - 603,29$	712,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1072,27 - 603,29$	468,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1609,81 - 871,59$	738,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1198,59 - 871,59$	326,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 382,02 - 109,01$	273,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 425,70 - 109,01$	316,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 575,97 - 256,76$	319,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 650,38 - 256,76$	393,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 769,92 - 447,56$	322,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 875,05 - 447,56$	427,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 960,93 - 603,29$	357,64	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1087,90 - 603,29$	484,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1193,95 - 871,59$	322,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1469,94 - 871,59$	598,34	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

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

$$F_{t6,Rd} = 70,26 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	20,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 276,48$	276,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 261,58$	261,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 497,06$	497,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^6 F_{ti,Rd} = 969,58 - 941,85$	27,73	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1120,42 - 941,85$	178,57	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 962,69 - 941,85$	20,84	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 552,96 - 70,26$	482,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 608,65 - 70,26$	538,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 815,85 - 179,26$	636,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 811,08 - 179,26$	631,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 1082,49 - 327,02$	755,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 979,04 - 327,02$	652,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1349,12 - 517,82$	831,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1106,76 - 517,82$	588,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1609,81 - 673,55$	936,26	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{tj,Rd} = 1198,59 - 673,55$	525,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{tj,Rd} = 1904,28 - 941,85$	962,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{tj,Rd} = 1287,62 - 941,85$	345,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{tj,Rd} = 417,31 - 70,26$	347,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{tj,Rd} = 567,80 - 70,26$	497,55	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{tj,Rd} = 608,32 - 179,26$	429,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{tj,Rd} = 780,65 - 179,26$	601,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{tj,Rd} = 802,27 - 327,02$	475,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{tj,Rd} = 1005,33 - 327,02$	678,31	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{tj,Rd} = 996,21 - 517,82$	478,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{tj,Rd} = 1230,00 - 517,82$	712,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{tj,Rd} = 1187,23 - 673,55$	513,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{tj,Rd} = 1442,85 - 673,55$	769,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{tj,Rd} = 1420,24 - 941,85$	478,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{tj,Rd} = 1824,89 - 941,85$	883,04	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	623	268,30	276,48	432,99	268,30	524,14	276,48	594,44
2	533	155,73	276,48	432,99	261,58	497,06	276,48	594,44
3	443	190,80	276,48	432,99	261,58	497,06	276,48	594,44
4	343	147,75	276,48	432,99	261,58	497,06	276,48	594,44
5	253	109,01	276,48	432,99	261,58	497,06	276,48	594,44
6	163	70,26	276,48	432,99	261,58	497,06	276,48	594,44
7	73	20,84	276,48	432,99	261,58	497,06	276,48	594,44

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

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

$$M_{j,Rd} = 426,10 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,69 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,69)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 112,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 138,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 262,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 262,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	276,48	0,00	268,30	185,75	185,75	117,18
2	276,48	0,00	155,73	107,82	107,82	162,54
3	276,48	0,00	190,80	132,10	132,10	148,40
4	276,48	0,00	147,75	102,29	102,29	165,75
5	276,48	0,00	109,01	75,47	75,47	181,36
6	276,48	0,00	70,26	48,64	48,64	196,98
7	276,48	0,00	20,84	14,43	14,43	216,89

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

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

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

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

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

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1189,10 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,06 < 1,00$$

vérifié

$$(0,06)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 108,32 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 46,46 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 61,86 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 49040,93 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -151,59 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -144,28 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -11,98 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 303,18 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,83)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 289,31 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,79)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 151,59 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,58)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 18 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	30,26	1370,53
1	623	2	85	18	1	8,97	559,19
2	533	2	65	10	1	6,10	325,32
3	443	2	68	11	1	5,28	234,13
4	343	2	68	11	1	4,09	140,39
5	253	2	65	10	1	2,90	73,36
6	163	2	65	10	1	1,87	30,48
7	73	2	85	17	1	1,05	7,67

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 453 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 453 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_j (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 130202,76 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,11 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 117577,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 77711,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4856,96 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDURES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,83
--	-------	------



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

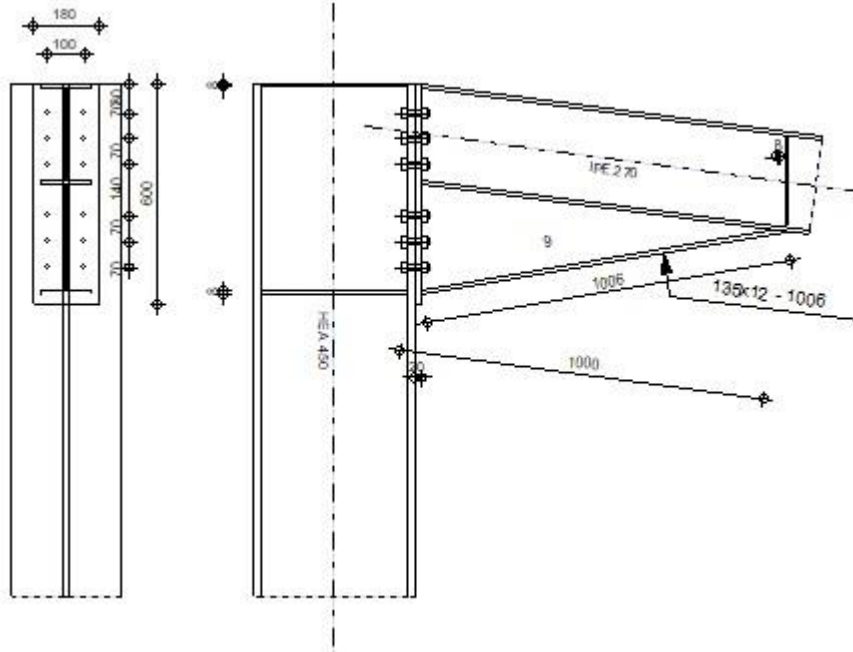
Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio

0,43



GENERAL

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Angle de portique

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 270

$\alpha = -7,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 270$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 135$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 45,95$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 5789,78$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
 $= 100$ [mm]

Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

$f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 135$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 300$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1000$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 9,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = -88,90$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -17,60$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 82,00$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -132,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -29,50$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = -212,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = -32,36$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 45,95$ [cm²] Aire de la section

EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} = 1263,63$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 49,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 780,25$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 484,00$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 133,10$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1347,28$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 370,50$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 370,50$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 561$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 660,32$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -88,90$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -29,50$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -32,36$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 460$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = -194,75$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = \frac{65,7}{8}$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = \frac{65,7}{8}$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 592$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 9,10$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 1,32$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 1,32$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$$A_{vs} = \frac{65,7}{8} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 975,22 \text{ [kN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 282 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,87 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 57,22 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

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

$$A_s = 18,30 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1279,85 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,91 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,86 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,90 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1167,63 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1167,63 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	-	100	-	70	142	181	142	181	141	108	108	108
2	23	-	100	-	70	142	216	142	216	140	70	70	70
3	23	-	100	-	105	142	216	142	216	210	105	105	105
4	23	-	100	-	105	142	216	142	216	210	105	105	105
5	23	-	100	-	70	142	216	142	216	140	70	70	70
6	23	-	100	-	70	142	181	142	181	141	108	108	108

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	41	-	40	-	70	258	225	225	225	199	153	153	153
2	41	-	40	-	70	258	214	214	214	140	70	70	70
3	41	-	40	-	105	258	214	214	214	210	105	105	105
4	41	-	40	-	105	258	214	214	214	210	105	105	105
5	41	-	40	-	70	258	214	214	214	140	70	70	70
6	41	-	40	-	70	258	214	214	214	199	142	142	142

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 264,20$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

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

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

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

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

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

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

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

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

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 407,91$	407,91	Ame de la poutre - traction

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	126,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 531,58 - 226,08$	305,50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 352,30 - 226,08$	126,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 404,12 - 226,08$	178,04	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	172,48	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 126,22$	325,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 522,56 - 126,22$	396,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 352,30$	325,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 780,36 - 352,30$	428,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 324,66 - 126,22$	198,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 317,63 - 126,22$	191,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 524,77 - 352,30$	172,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 594,69 - 352,30$	242,40	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	172,48	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 172,48$	279,68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 612,62 - 172,48$	440,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 298,69$	379,55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 773,23 - 298,69$	474,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 524,77$	379,55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 971,28 - 524,77$	446,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 344,96 - 172,48$	172,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 381,15 - 172,48$	208,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 497,14 - 298,69$	198,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 508,20 - 298,69$	209,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 697,25 - 524,77$	172,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 785,27 - 524,77$	260,49	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	145,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 172,48$	279,68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 522,56 - 172,48$	350,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 344,96$	333,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 773,23 - 344,96$	428,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 471,17$	433,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 907,81 - 471,17$	436,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 697,25$	433,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1070,24 - 697,25$	372,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 324,66 - 172,48$	152,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 317,63 - 172,48$	145,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 497,14 - 344,96$	152,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 508,20 - 344,96$	163,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 649,32 - 471,17$	178,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 635,25 - 471,17$	164,08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 849,43 - 697,25$	152,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 912,32 - 697,25$	215,07	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	201,02	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 145,15$	307,01	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 531,58 - 145,15$	386,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 317,63$	360,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 780,36 - 317,63$	462,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 490,10$	414,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 971,28 - 490,10$	481,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 616,32$	514,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1070,24 - 616,32$	453,92	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 842,40$	514,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1188,09 - 842,40$	345,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 346,17 - 145,15$	201,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 384,94 - 145,15$	239,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 518,65 - 317,63$	201,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 575,51 - 317,63$	257,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 691,12 - 490,10$	201,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 766,09 - 490,10$	275,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 843,30 - 616,32$	226,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 893,14 - 616,32$	276,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1043,42 - 842,40$	201,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1170,21 - 842,40$	327,81	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	495	226,08	226,08	432,99	226,08	407,91	226,08	528,39
2	425	126,22	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
3	355	172,48	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
4	215	172,48	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
5	145	145,15	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
6	75	201,02	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1043,42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 407,91$	407,91	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 975,22$	975,22	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1167,63$	1167,63	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 660,32$	660,32	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	126,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 975,22 - 226,08$	749,14	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1167,63 - 226,08$	941,55	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 660,32 - 226,08$	434,24	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 531,58 - 226,08$	305,50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 352,30 - 226,08$	126,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 404,12 - 226,08$	178,04	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	172,48	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 975,22 - 352,30$	622,92	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1167,63 - 352,30$	815,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 660,32 - 352,30$	308,02	Aile de la poutre - compression

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 126,22$	325,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 522,56 - 126,22$	396,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 352,30$	325,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 780,36 - 352,30$	428,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 324,66 - 126,22$	198,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 317,63 - 126,22$	191,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 524,77 - 352,30$	172,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 594,69 - 352,30$	242,40	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

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

$$F_{t3,Rd} = 162,12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	145,90	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 975,22 - 514,42$	460,80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1167,63 - 514,42$	653,22	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 660,32 - 514,42$	145,90	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 162,12$	290,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 612,62 - 162,12$	450,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 288,34$	389,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 773,23 - 288,34$	484,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 514,42$	389,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 971,28 - 514,42$	456,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 344,96 - 162,12$	182,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 381,15 - 162,12$	219,03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 497,14 - 288,34$	208,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 508,20 - 288,34$	219,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 697,25 - 514,42$	182,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 785,27 - 514,42$	270,85	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

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

$$F_{t4,Rd} = 98,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	47,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 975,22 - 612,57$	362,64	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1167,63 - 612,57$	555,06	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 660,32 - 612,57$	47,74	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 98,16$	354,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 522,56 - 98,16$	424,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 260,28$	417,96	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 773,23 - 260,28$	512,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 386,49$	517,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 907,81 - 386,49$	521,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 612,57$	517,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1070,24 - 612,57$	457,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 324,66 - 98,16$	226,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 317,63 - 98,16$	219,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 497,14 - 260,28$	236,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 508,20 - 260,28$	247,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 649,32 - 386,49$	262,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 635,25 - 386,49$	248,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 849,43 - 612,57$	236,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 912,32 - 612,57$	299,74	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 432,99$	432,99	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 388,72$	388,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 975,22 - 660,32$	314,90	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1167,63 - 660,32$	507,32	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 660,32 - 660,32$	0,00	Aile de la poutre - compression

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 47,74$	404,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 531,58 - 47,74$	483,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 145,90$	532,34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 780,36 - 145,90$	634,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 308,02$	596,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 971,28 - 308,02$	663,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 434,24$	696,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1070,24 - 434,24$	636,01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 660,32$	696,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1188,09 - 660,32$	527,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 346,17 - 47,74$	298,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 384,94 - 47,74$	337,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 518,65 - 145,90$	372,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 575,51 - 145,90$	429,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 691,12 - 308,02$	383,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 766,09 - 308,02$	458,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 843,30 - 434,24$	409,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 893,14 - 434,24$	458,90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1043,42 - 660,32$	383,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1170,21 - 660,32$	509,89	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	495	226,08	226,08	432,99	226,08	407,91	226,08	528,39
2	425	126,22	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
3	355	162,12	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
4	215	98,16	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
5	145	47,74	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39
6	75	-	226,08	432,99	226,08	388,72	226,08	528,39

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

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

$$M_{j,Rd} = 251,04 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,35 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,43 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lr} =$	0,94	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	91,08 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	113,04 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	233,60 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	233,60 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	17,77	226,08	80,06	97,83	125,86
2	126,22	9,92	126,22	44,70	54,62	150,73
3	172,48	13,55	162,12	57,41	70,97	141,32
4	172,48	13,55	98,16	34,76	48,32	154,35
5	145,15	11,41	47,74	16,91	28,31	165,87
6	201,02	15,80	0,00	0,00	15,80	173,07

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

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

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

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

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

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 911,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,02 < 1,00$$

vérifié

$$(0,02)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 96,04 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 45,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 50,93 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 33141,02 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -62,81 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -60,34 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -3,46 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 125,63 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 120,82 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	125,63 < 365,00	vérifié	(0,34)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	62,81 < 262,80	vérifié	(0,24)

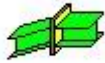
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,43
--	-------	------



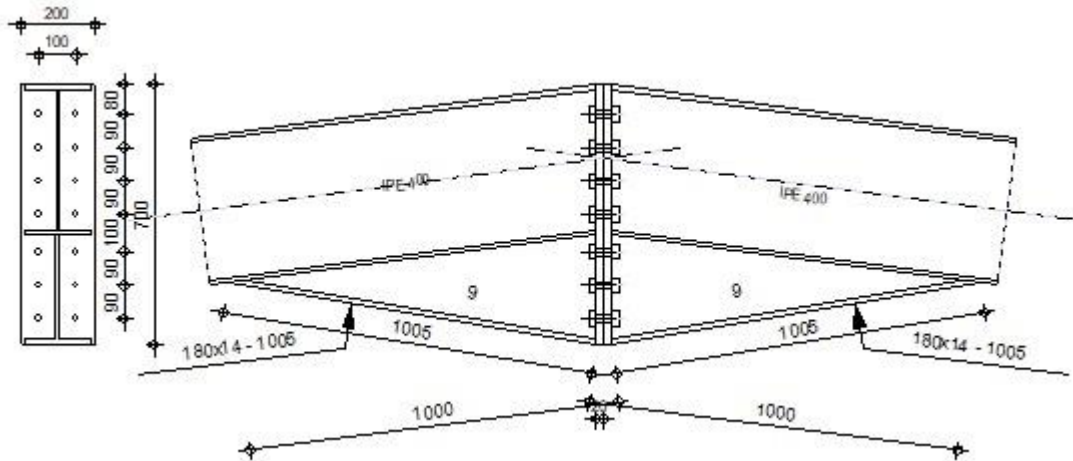
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,39



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 400

$\alpha = -172,5$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xbl} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 400

$\alpha = -7,5$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	-7,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_{fbr} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28			
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	90; 90; 90; 100; 90; 90	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	700	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24			
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	295	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	9,4	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28			
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle

SOUDURES D'ANGLE

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

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: service

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed,ser} = 137,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed,ser} = -4,00$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 137,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -4,00$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 69,24$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 1099,35$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 359,47$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2331,49$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 641,16$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 641,16$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 685$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$$F_{c,fb,Rd} = 936,62 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

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

Pression diamétrale:

$$\beta = 7,5 \quad [\text{Deg}] \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 9,4 \quad [\text{Deg}] \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{\text{eff},c,wb} = 243 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 42,69 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com},Ed} = 98,03 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

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

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

$$F_{c,wb,Rd1} = 1702,34 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 331 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,11 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,74 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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

$$F_{c,wb,Rd2} = 1254,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 866,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wb,Rd,low} = 866,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	40	-	50	-	90	252	234	234	234	216	168	168	168
2	40	-	50	-	90	252	223	223	223	180	90	90	90
3	40	-	50	-	90	252	223	223	223	180	90	90	90
4	40	-	50	-	95	252	223	223	223	190	95	95	95
5	40	-	50	-	95	252	223	223	223	190	95	95	95
6	40	-	50	-	90	252	223	223	223	180	90	90	90
7	40	-	50	-	90	252	223	223	223	216	156	156	156

M – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

E – Pince entre le boulon et le bord extérieur

- M – Distance du boulon de l'âme
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- P – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 330,24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

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

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

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

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

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

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

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

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

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	318,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 318,24$	318,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 554,30$	554,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 936,62$	936,62	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 866,25$	866,25	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	208,26	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 312,13$	312,13	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 526,62$	526,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 936,62 - 318,24$	618,37	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 866,25 - 318,24$	548,01	Ame de la poutre - compression

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 526,50 - 318,24$	208,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 610,27 - 318,24$	292,02	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	214,29	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 312,13$	312,13	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 526,62$	526,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 936,62 - 526,50$	410,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 866,25 - 526,50$	339,75	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 422,54 - 208,26$	214,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 425,70 - 208,26$	217,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 769,39 - 526,50$	242,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 823,12 - 526,50$	296,61	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	125,46	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 312,13$	312,13	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 526,62$	526,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 936,62 - 740,79$	195,83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 866,25 - 740,79$	125,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 434,28 - 214,29$	220,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 437,53 - 214,29$	223,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 645,55 - 422,54$	223,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 650,38 - 422,54$	227,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1014,88 - 740,79$	274,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1047,79 - 740,79$	307,00	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 312,13$	312,13	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 526,62$	526,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 936,62 - 866,25$	70,37	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 866,25 - 866,25$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 446,02 - 125,46$	320,56	Platine d'about - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 449,35 - 125,46$	323,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 657,29 - 339,75$	317,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 662,20 - 339,75$	322,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 868,56 - 548,01$	320,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 875,05 - 548,01$	327,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1260,37 - 866,25$	394,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1272,47 - 866,25$	406,22	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	611	318,24	-	-	318,24	554,30	352,80	660,49
2	521	208,26	-	-	312,13	526,62	352,80	660,49
3	431	214,29	-	-	312,13	526,62	352,80	660,49
4	341	125,46	-	-	312,13	526,62	352,80	660,49
5	241	-	-	-	312,13	526,62	352,80	660,49
6	151	-	-	-	312,13	526,62	352,80	660,49
7	61	-	-	-	312,13	526,62	352,80	660,49

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

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

$$M_{j,Rd} = 438,40 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 141,37 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	352,80	0,00	318,24	99,45	99,45	225,81
2	352,80	0,00	208,26	65,08	65,08	245,49
3	352,80	0,00	214,29	66,96	66,96	244,41
4	352,80	0,00	125,46	39,21	39,21	260,30
5	352,80	0,00	0,00	0,00	0,00	282,74
6	352,80	0,00	0,00	0,00	0,00	282,74
7	352,80	0,00	0,00	0,00	0,00	282,74

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

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

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

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

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

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1824,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,00 < 1,00$$

vérifié

$$(0,00)$$

CONTROLE DU SYSTEME DE BOULONS POUR LE GLISSEMENT DU CONTACT

PRECONTRAINTE

$$k_s = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{s,Rd} \quad [3.9.1]$$

$$\mu = 0,30 \quad \text{Coefficient de frottement} \quad [3.9.1]$$

$$F_{p,C} = 171,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au glissement} \quad [3.9.1]$$

$$V_{sj,Rd,ser} = k_s \eta_h \eta_v \mu F_{p,C} / \gamma_{M3} \quad [3.9.1]$$

$$V_{sj,Rd,ser} = 576,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au glissement} \quad [3.9]$$

$$V_{b1,Ed,ser} / V_{sj,Rd} \leq 1,0$$

$$0,01 < 1,00$$

vérifié

$$(0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 107,93 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 46,46 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 61,47 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 48343,30 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 71,09 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 67,65 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -0,65 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 142,19 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 135,31 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 71,09 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	59	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	75,34	3380,47
1	611	∞	∞	19	4	23,94	1463,57
2	521	∞	∞	10	3	15,01	782,41
3	431	∞	∞	10	3	12,42	535,59
4	341	∞	∞	11	3	10,13	345,79
5	241	∞	∞	11	3	7,16	172,87
6	151	∞	∞	10	3	4,36	65,94
7	61	∞	∞	18	4	2,33	14,30

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 449 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 17 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 709899,47 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 709899,47 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 77711,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4856,96 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

SOUDURES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,39
--	-------	------

Annexe D : Note de calcul de la poutre de roulement HEA600 cranaway.

Vérification des poutres

De la voie de grue

Détails

Norme utilisée : NF EN 1993-6/NA:2011-12 - France										
Longueur totale de la poutre										12.000 m
Poids total de la poutre										3561.7 kg
Poids de la section par mètre										296.8 kg/m
Poids total de la poutre après la réduction de 25% de la section du rail par suite de l'usure										3532.5 kg
Poids de la section par mètre										294.4 kg/m
Calcul des efforts internes										
Calcul rapide : Calcul des positions décisives de la charge dans LTB7										
Connexion rail-semelle										
Le rail de grue est fixé de façon rigide à la semelle										
Réduction des imperfections										
Réduction de 0.5 pour le déversement selon EN 1993-1-1, 5.3.4										x
Déformation admissible										
Déformation verticale admissible										L / 600
Déformation horizontale admissible										L / 600
Déformation verticale maximale selon EN 1993-6, Tab. 7.2 a										25.0 mm
Méthode 1 : Déformation rapportée au système non déformé (recommandé pour les appuis rigide)										x
Méthode 3 : Déformation rapportée à la ligne de connexion des points d'inflexion de l'axe de barre déformé										-
Détermination des déformations horizontales considérant la hauteur du poteau selon EN 1993-6, tab. 7.1 b										x
Hauteur du poteau h_c										3.000 m
Évaluation du chemin de roulement à l'extérieur selon EN 1993-6, tab. 7.1 d										-
Fatigue EN 1991-3										
Coefficient d'endommagement équivalent λ_i (EN 1991-3 Chapitre 2.12)										
Catégorie S	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8	S_9
Contrainte normale	0.198	0.250	0.315	0.397	0.500	0.630	0.794	1.000	1.260	1.587
Contrainte de cisaillement	0.379	0.436	0.500	0.575	0.660	0.758	0.871	1.000	1.149	1.320
Coefficients d'endommagement équivalent λ_i calculés selon EN 1991-3 Chapitre 2.12, Tab. 2.11 pour (kQ = 1)										
Action de grue multiple										
Permettre la sélection des chemins de roulement déterminants pour les charges horizontales										
Paramètres de calcul										
Longueur visée des éléments finis										500.0 mm
Nombre de modes de flambement à calculer pour les imperfections efficaces										1
Paramètres pour les itérations										
Nombre maximal d'itérations de l'équilibre										40
Paramètres de la section										
Activer la rigidité de cisaillement des barres (aires de la section A_y , A_z)										x
Méthode d'analyse										

Données pour l'Annexe Nationale

NF EN 1993-6/NA:2011-12 - Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 6 : Chemins de roulement

Facteurs partiels de sécurité

- Résistance de la section	γ_{M0} :
- Résistance de la barre lors de la perte de stabilité	γ_{M1} :
- Résistance de la soudure	γ_{Mw} :
- Rigidité de fatigue	$\gamma_{M,f}$:
- Actions permanentes	γ_G :
- Actions variables, Grue	γ_Q :
- Actions variables, Autres	γ_{Qo} :
- Actions de la fatigue	$\gamma_{F,f}$:
- Facteur de combinaison	ψ :
Coeff. pour la résistance au cisaillement	η :

Normes utilisées

[1] NF EN 1993-6/NA:2011-12	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 6 : Chemins de roulement
[2] NF EN 1993-1-1/NA:2007-05	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
[3] NF EN 1993-1-5/NA:2007-10	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-5 : Plaques planes
[4] NF EN 1993-1-8/NA:2007-07	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages
[5] NF EN 1993-1-9/NA:2007-04	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-9 : Fatigue
[6] NF EN 1991-3/NA:2010-01	Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 3 : Actions induites par les grues et les machines
[7] NF EN 1990/NA:2007-12	Eurocode 0 : Bases de calcul des structures

Géométrie - Appui

Appui n°	Position x [m]	Type d'appui	Déplacement			Rotation			Libération de	gauchissement	Appui[mm]	
			en X	en Y	en Z	autour de X	autour de Y	autour de Z			Raidisseur	Longueur a
1	0.000	Articulé	x	x	x	x	-	-	-	-	Rigide	
2	6.000	Libre	-	-	-	-	-	-	-	-	Rigide	
3	12.000	Articulé	x	x	x	x	-	-	-	-	Rigide	

Géométrie - Raidisseurs

Travée n°	Longueur L [m]	Nombre de panneaux int.	Type de position	
1	6.000	1	Régulier	x[m]: 0.000; 6.000
2	6.000	1	Régulier	x[m]: 0.000; 6.000

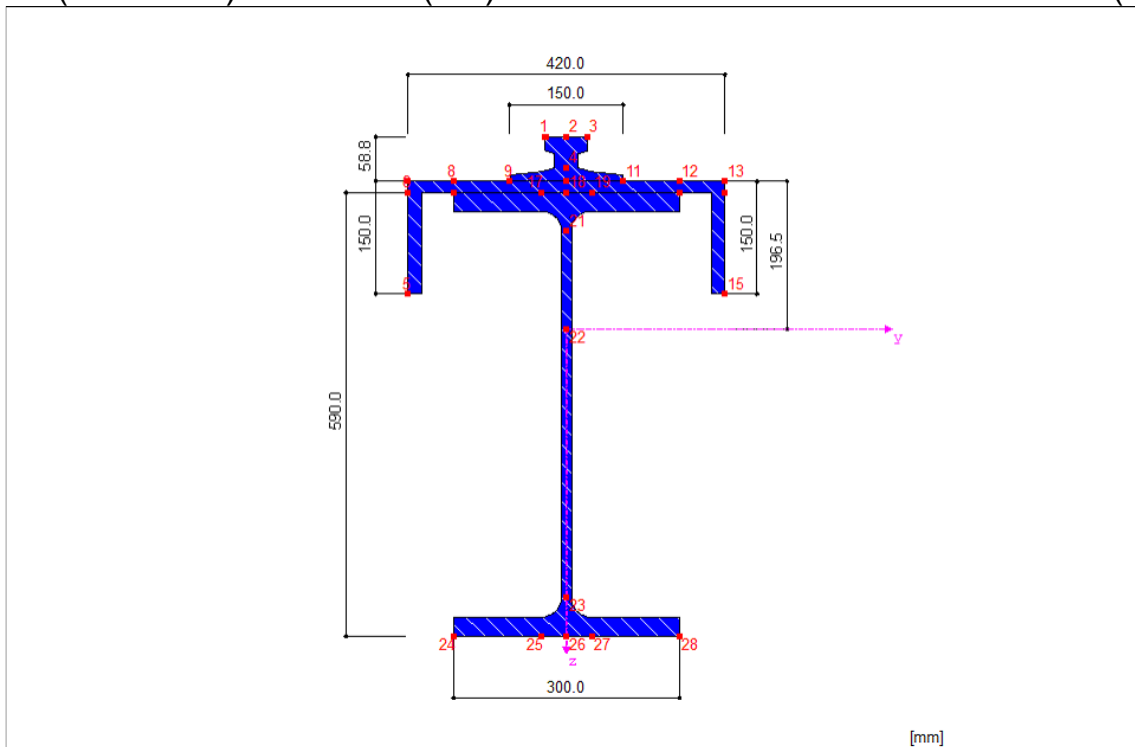
Matériau

Matériau Description	:	Acier S 275 NF EN 10025-2:2004-11
Module d'élasticité	E :	21000.0 kN/cm ²
Module de cisaillement	G :	8076.9 kN/cm ²
Coefficient de Poisson	ν :	0.300
Poids spécifique	ρ :	78.50 kN/m ³
Coefficient pour les contraintes limite des soudures	α_w :	0.800
Épaisseur des composants 0.0 - 40.0 mm	$f_{yk,1}$:	27.50 kN/cm ²
Épaisseur des composants 40.0 - 80.0 mm	$f_{yk,2}$:	25.50 kN/cm ²
Épaisseur des composants 80.0 - 100.0 mm	$f_{yk,3}$:	23.50 kN/cm ²
Épaisseur des composants 100.0 - 150.0 mm	$f_{yk,4}$:	22.50 kN/cm ²
Épaisseur des composants 150.0 - 200.0 mm	$f_{yk,5}$:	21.50 kN/cm ²
Épaisseur des composants 200.0 - 250.0 mm	$f_{yk,6}$:	20.50 kN/cm ²
Épaisseur des composants 250.0 - 400.0 mm	$f_{yk,7}$:	19.50 kN/cm ²

Section

Poutre	: Section laminée HE A 600 Norme européenne 53-62
Profilé du rail	: Rail SA 55 (usé)
Description de la section	: KB(I+UU+SA) HE A 600 + UU 150/150/15/18/18/420/8 + SA 55 (usé) Norme européenne 53-62 + - + DIN 536-1
Réduction de 25% de la section de rail par suite de l'usure	: x
Considérer la section du rail pour les propriétés de la section	: x
Vérification additionnelle	
Effectuer la vérification à la fatigue	: x
Effectuer le calcul de la soudure	: -
Épaisseur des soudures rail/semelle	a : 6.0 mm
Soudure discontinue entre le rail et la semelle	: -

KB(I+UU+SA) HE-A 600 (EN)+UU 150/150/15/18/18/420/8+SA 55 (usé)



Catégorie de détail - Points de contrainte

Point n°	Coordonnées [cm]		Épaisseur t [cm]	Catégorie d'entaille - Classification			
	y	z		Existant	pour σ_x	pour σ_z	pour τ_{xz}
1	-2.75	-25.53	1.88	-	160		100
2	0.00	-25.53	2.23	x	160		100
3	2.75	-25.53	1.88	-	160		100
4	0.00	-21.40	3.10	-	160		100
5	-21.00	-4.65	1.80	x	160		100
6	-21.00	-18.15	1.80	x	125		80
7	-21.00	-19.65	1.80	-	160		100
8	-15.00	-19.65	1.50	-	160		100
9	-7.50	-19.65	1.50	x	125		80
10	0.00	-19.65	1.50	-	160		100
11	7.50	-19.65	1.50	x	125		80
12	15.00	-19.65	1.50	-	160		100
13	21.00	-19.65	1.80	-	160		100
14	21.00	-18.15	1.80	x	125		80
15	21.00	-4.65	1.80	x	160		100
16	-15.00	-18.15	2.50	x	125		80

Catégorie de détail - Points de contrainte

Point n°	Coordonnées [cm]		Épaisseur t [cm]	Catégorie d'entaille - Classification			
	y	z		Existant	pour σ_x	pour σ_z	pour τ_{xz}
17	-3.35	-18.15	2.50	-	160		100
18	0.00	-18.15	2.50	-	160		100
19	3.35	-18.15	2.50	-	160		100
20	15.00	-18.15	2.50	x	125		80
21	0.00	-12.95	1.30	x	160	160	100
22	0.00	0.00	1.30	x	160		100
23	0.00	35.65	1.30	x	160	160	100
24	-15.00	40.85	2.50	x	160		100
25	-3.35	40.85	2.50	-	160		100
26	0.00	40.85	2.50	-	160		100
27	3.35	40.85	2.50	-	160		100
28	15.00	40.85	2.50	x	160		100

Catégorie de détail - Points de contrainte - Raidisseurs

Point n°	Coordonnées [cm]		Épaisseur t [cm]	Catégorie d'entaille - classification		Distance e [cm]
	y	z		Existant	pour σ_x	
29	-15.00	-15.65	2.50	x	80	0.00
30	15.00	-15.65	2.50	x	80	0.00
31	-15.00	38.35	2.50	x	80	0.00
32	15.00	38.35	2.50	x	80	0.00

Données de base des actions

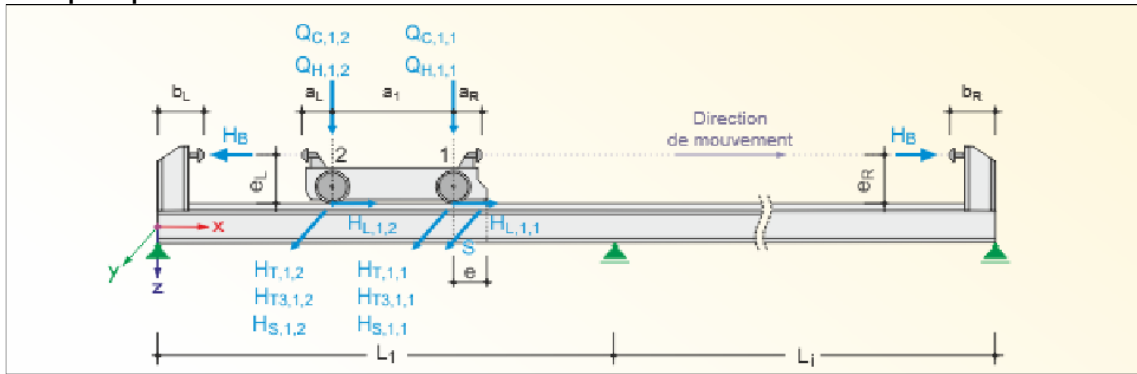
Nombre de grues	:	1
Charges permanentes additionnelles	g :	0.00 kN/m
Charges variables add.	w :	0.00 kN/m
Charges de grue que sur la poutre avec W_{max}		
Incrément		
Incrément des positions de charge	:	1.000 m
Nombre de positions générées de la grue	:	18
Nombre de combinaisons de charge générées	:	91

Grue n° 1

Paramètres de la grue

Coefficient dynamique pour		
- Poids de grue	φ_1 :	1.100
- Élévation de charge	φ_2 :	1.100
- Déchargement soudain	φ_3 :	1.000
- Déplacement de grue	φ_4 :	1.000
- Force de moteur	φ_5 :	1.000
- Force de butoir	φ_7 :	1.250
Classe S	:	S0
Butoir gauche de la grue	a_L :	0.550 m
Butoir droit de la grue	a_R :	0.550 m
Nombre d'essieux de la grue	:	2
Distances des essieux	a_1 :	2.500 m
Force de butoir	H_B :	0.00 kN

Graphique



Charges de la grue

Essieu n°	Charges verticales de roue		Charges horizontales de roue			Chargements long. HL [kN]	Distance e [m]	Force de coincement S [kN]
	QC [kN]	QH [kN]	HT [kN]	HS [kN]	HT3 [kN]			
1	27.23	79.38	22.80	0.00	7.72	5.25	0.000	0.00
2	27.23	79.38	22.80	0.00	7.72	5.25		

Description des cas de charge

n°	CC n°	Description
1	CC1	Poids propre + charge perm. additionnelle
2	CC2	Charges variables add.
3	CC3,11...	QC
4	CC4,12...	QC φ ₁
5	CC5,13...	QC φ ₄
6	CC6,14...	QH max(φ ₂ , φ ₃)
7	CC7,15...	QH φ ₄
8	CC8,16...	HT φ ₅ + HL φ ₅
9	CC9,17...	(HS + S)
10	CC10,18...	HT ₃

Coefficient des cas de charge

Résistance			
Facteurs partiels de sécurité			
Actions permanentes	γ _G		1.350
Actions variables - Grue	γ _Q		1.500
Actions variables - Autres	γ _{Qo}		1.500
Facteur de combinaison	ψ		1.000
Grue n° 1			
Coefficient dynamique pour			
Poids de grue	φ ₁		1.100
Élévation de charge	φ ₂		1.100
Déchargement soudain	φ ₃		1.000
Déplacement de grue	φ ₄		1.000
Force de moteur	φ ₅		1.000
Fatigue			
Facteurs partiels de sécurité			
Actions permanentes	γ _G		1.000
Actions variables - Grue	γ _Q		1.000
Actions variables - Autres	γ _{Qo}		1.000
Facteur de combinaison	ψ		1.000
Grue n° 1			
Coefficient dynamique pour			

Coefficient des cas de charge

Poids de grue	φ_1	1.100
Élévation de charge	φ_2	1.100
Déchargement soudain	φ_3	1.000
Déplacement de grue	φ_4	1.000
Force de moteur	φ_5	1.000
Déformation		
Facteurs partiels de sécurité		
Actions permanentes	γ_G	1.000
Actions variables - Grue	γ_Q	1.000
Actions variables - Autres	γ_{Qo}	1.000
Facteur de combinaison	ψ	1.000
Grue n° 1		
Coefficient dynamique pour		
Poids de grue	φ_1	1.000
Élévation de charge	φ_2	1.000
Déchargement soudain	φ_3	1.000
Déplacement de grue	φ_4	1.000
Force de moteur	φ_5	1.000
Forces d'appui		
Facteurs partiels de sécurité		
Actions permanentes	γ_G	1.000
Actions variables - Grue	γ_Q	1.000
Actions variables - Autres	γ_{Qo}	1.000
Facteur de combinaison	ψ	1.000
Grue n° 1		
Coefficient dynamique pour		
Poids de grue	φ_1	1.100
Élévation de charge	φ_2	1.100
Déchargement soudain	φ_3	1.000
Déplacement de grue	φ_4	1.000
Force de moteur	φ_5	1.000

Description des combinaisons de charge

n°	CO n°	Poutre	Position de la 1ère roue de la grue [m]			Description de charge
			Grue 1	Grue 2	Grue 3	
1	CO1					γ_G CC1
2	CO2	Max	0.000			γ_G (CC1 + CC4) + γ_Q (CC6 + CC8) + γ_{Qo} CC2
3	CO3	Max	0.000			γ_G (CC1 + CC3) + γ_Q CC8 + γ_{Qo} CC2
4	CO4	Max	0.000			γ_G (CC1 + CC5) + γ_Q (CC7 + CC8) + γ_{Qo} CC2
5	CO5	Max	0.000			γ_G (CC1 + CC5) + γ_Q (CC7 + CC9) + γ_{Qo} CC2
6	CO6	Max	0.000			γ_G (CC1 + CC5) + γ_Q (CC7 + CC10)
7	CO7	Max	1.000			γ_G (CC1 + CC12) + γ_Q (CC14 + CC16) + γ_{Qo} CC2
8	CO8	Max	1.000			γ_G (CC1 + CC11) + γ_Q CC16 + γ_{Qo} CC2
9	CO9	Max	1.000			γ_G (CC1 + CC13) + γ_Q (CC15 + CC16) + γ_{Qo} CC2
10	CO10	Max	1.000			γ_G (CC1 + CC13) + γ_Q (CC15 + CC17) + γ_{Qo} CC2
11	CO11	Max	1.000			γ_G (CC1 + CC13) + γ_Q (CC15 + CC18)
12	CO12	Max	2.000			γ_G (CC1 + CC20) + γ_Q (CC22 + CC24) + γ_{Qo} CC2
13	CO13	Max	2.000			γ_G (CC1 + CC19) + γ_Q CC24 + γ_{Qo} CC2
14	CO14	Max	2.000			γ_G (CC1 + CC21) + γ_Q (CC23 + CC24) + γ_{Qo} CC2
15	CO15	Max	2.000			γ_G (CC1 + CC21) + γ_Q (CC23 + CC25) + γ_{Qo} CC2
16	CO16	Max	2.000			γ_G (CC1 + CC21) + γ_Q (CC23 + CC26)
17	CO17	Max	2.500			γ_G (CC1 + CC28) + γ_Q (CC30 + CC32) + γ_{Qo} CC2
18	CO18	Max	2.500			γ_G (CC1 + CC27) + γ_Q CC32 + γ_{Qo} CC2
19	CO19	Max	2.500			γ_G (CC1 + CC29) + γ_Q (CC31 + CC32) + γ_{Qo} CC2

Description des combinaisons de charge

n°	CO n°	Poutre	Position de la 1ère roue de la grue [m]			Description de charge
			Grue 1	Grue 2	Grue 3	
20	CO20	Max	2.500			$\gamma_G (CC1 + CC29) + \gamma_Q (CC31 + CC33) + \gamma_{Qo} CC2$
21	CO21	Max	2.500			$\gamma_G (CC1 + CC29) + \gamma_Q (CC31 + CC34)$
22	CO22	Max	3.500			$\gamma_G (CC1 + CC36) + \gamma_Q (CC38 + CC40) + \gamma_{Qo} CC2$
23	CO23	Max	3.500			$\gamma_G (CC1 + CC35) + \gamma_Q CC40 + \gamma_{Qo} CC2$
24	CO24	Max	3.500			$\gamma_G (CC1 + CC37) + \gamma_Q (CC39 + CC40) + \gamma_{Qo} CC2$
25	CO25	Max	3.500			$\gamma_G (CC1 + CC37) + \gamma_Q (CC39 + CC41) + \gamma_{Qo} CC2$
26	CO26	Max	3.500			$\gamma_G (CC1 + CC37) + \gamma_Q (CC39 + CC42)$
27	CO27	Max	4.500			$\gamma_G (CC1 + CC44) + \gamma_Q (CC46 + CC48) + \gamma_{Qo} CC2$
28	CO28	Max	4.500			$\gamma_G (CC1 + CC43) + \gamma_Q CC48 + \gamma_{Qo} CC2$
29	CO29	Max	4.500			$\gamma_G (CC1 + CC45) + \gamma_Q (CC47 + CC48) + \gamma_{Qo} CC2$
30	CO30	Max	4.500			$\gamma_G (CC1 + CC45) + \gamma_Q (CC47 + CC49) + \gamma_{Qo} CC2$
31	CO31	Max	4.500			$\gamma_G (CC1 + CC45) + \gamma_Q (CC47 + CC50)$
32	CO32	Max	5.500			$\gamma_G (CC1 + CC52) + \gamma_Q (CC54 + CC56) + \gamma_{Qo} CC2$
33	CO33	Max	5.500			$\gamma_G (CC1 + CC51) + \gamma_Q CC56 + \gamma_{Qo} CC2$
34	CO34	Max	5.500			$\gamma_G (CC1 + CC53) + \gamma_Q (CC55 + CC56) + \gamma_{Qo} CC2$
35	CO35	Max	5.500			$\gamma_G (CC1 + CC53) + \gamma_Q (CC55 + CC57) + \gamma_{Qo} CC2$
36	CO36	Max	5.500			$\gamma_G (CC1 + CC53) + \gamma_Q (CC55 + CC58)$
37	CO37	Max	6.500			$\gamma_G (CC1 + CC60) + \gamma_Q (CC62 + CC64) + \gamma_{Qo} CC2$
38	CO38	Max	6.500			$\gamma_G (CC1 + CC59) + \gamma_Q CC64 + \gamma_{Qo} CC2$
39	CO39	Max	6.500			$\gamma_G (CC1 + CC61) + \gamma_Q (CC63 + CC64) + \gamma_{Qo} CC2$
40	CO40	Max	6.500			$\gamma_G (CC1 + CC61) + \gamma_Q (CC63 + CC65) + \gamma_{Qo} CC2$
41	CO41	Max	6.500			$\gamma_G (CC1 + CC61) + \gamma_Q (CC63 + CC66)$
42	CO42	Max	7.500			$\gamma_G (CC1 + CC68) + \gamma_Q (CC70 + CC72) + \gamma_{Qo} CC2$
43	CO43	Max	7.500			$\gamma_G (CC1 + CC67) + \gamma_Q CC72 + \gamma_{Qo} CC2$
44	CO44	Max	7.500			$\gamma_G (CC1 + CC69) + \gamma_Q (CC71 + CC72) + \gamma_{Qo} CC2$
45	CO45	Max	7.500			$\gamma_G (CC1 + CC69) + \gamma_Q (CC71 + CC73) + \gamma_{Qo} CC2$
46	CO46	Max	7.500			$\gamma_G (CC1 + CC69) + \gamma_Q (CC71 + CC74)$
47	CO47	Max	8.500			$\gamma_G (CC1 + CC76) + \gamma_Q (CC78 + CC80) + \gamma_{Qo} CC2$
48	CO48	Max	8.500			$\gamma_G (CC1 + CC75) + \gamma_Q CC80 + \gamma_{Qo} CC2$
49	CO49	Max	8.500			$\gamma_G (CC1 + CC77) + \gamma_Q (CC79 + CC80) + \gamma_{Qo} CC2$
50	CO50	Max	8.500			$\gamma_G (CC1 + CC77) + \gamma_Q (CC79 + CC81) + \gamma_{Qo} CC2$
51	CO51	Max	8.500			$\gamma_G (CC1 + CC77) + \gamma_Q (CC79 + CC82)$
52	CO52	Max	9.500			$\gamma_G (CC1 + CC84) + \gamma_Q (CC86 + CC88) + \gamma_{Qo} CC2$
53	CO53	Max	9.500			$\gamma_G (CC1 + CC83) + \gamma_Q CC88 + \gamma_{Qo} CC2$
54	CO54	Max	9.500			$\gamma_G (CC1 + CC85) + \gamma_Q (CC87 + CC88) + \gamma_{Qo} CC2$
55	CO55	Max	9.500			$\gamma_G (CC1 + CC85) + \gamma_Q (CC87 + CC89) + \gamma_{Qo} CC2$
56	CO56	Max	9.500			$\gamma_G (CC1 + CC85) + \gamma_Q (CC87 + CC90)$
57	CO57	Max	10.500			$\gamma_G (CC1 + CC92) + \gamma_Q (CC94 + CC96) + \gamma_{Qo} CC2$
58	CO58	Max	10.500			$\gamma_G (CC1 + CC91) + \gamma_Q CC96 + \gamma_{Qo} CC2$
59	CO59	Max	10.500			$\gamma_G (CC1 + CC93) + \gamma_Q (CC95 + CC96) + \gamma_{Qo} CC2$
60	CO60	Max	10.500			$\gamma_G (CC1 + CC93) + \gamma_Q (CC95 + CC97) + \gamma_{Qo} CC2$
61	CO61	Max	10.500			$\gamma_G (CC1 + CC93) + \gamma_Q (CC95 + CC98)$
62	CO62	Max	11.500			$\gamma_G (CC1 + CC100) + \gamma_Q (CC102 + CC104) + \gamma_{Qo} CC2$
63	CO63	Max	11.500			$\gamma_G (CC1 + CC99) + \gamma_Q CC104 + \gamma_{Qo} CC2$
64	CO64	Max	11.500			$\gamma_G (CC1 + CC101) + \gamma_Q (CC103 + CC104) + \gamma_{Qo} CC2$
65	CO65	Max	11.500			$\gamma_G (CC1 + CC101) + \gamma_Q (CC103 + CC105) + \gamma_{Qo} CC2$
66	CO66	Max	11.500			$\gamma_G (CC1 + CC101) + \gamma_Q (CC103 + CC106)$
67	CO67	Max	12.000			$\gamma_G (CC1 + CC108) + \gamma_Q (CC110 + CC112) + \gamma_{Qo} CC2$
68	CO68	Max	12.000			$\gamma_G (CC1 + CC107) + \gamma_Q CC112 + \gamma_{Qo} CC2$
69	CO69	Max	12.000			$\gamma_G (CC1 + CC109) + \gamma_Q (CC111 + CC112) + \gamma_{Qo} CC2$
70	CO70	Max	12.000			$\gamma_G (CC1 + CC109) + \gamma_Q (CC111 + CC113) + \gamma_{Qo} CC2$
71	CO71	Max	12.000			$\gamma_G (CC1 + CC109) + \gamma_Q (CC111 + CC114)$
72	CO72	Max	13.000			$\gamma_G (CC1 + CC116) + \gamma_Q (CC118 + CC120) + \gamma_{Qo} CC2$
73	CO73	Max	13.000			$\gamma_G (CC1 + CC115) + \gamma_Q CC120 + \gamma_{Qo} CC2$
74	CO74	Max	13.000			$\gamma_G (CC1 + CC117) + \gamma_Q (CC119 + CC120) + \gamma_{Qo} CC2$

Description des combinaisons de charge

n°	CO n°	Poutre	Position de la 1ère roue de la grue [m]			Description de charge
			Grue 1	Grue 2	Grue 3	
75	CO75	Max	13.000			$\gamma_G (CC1 + CC117) + \gamma_Q (CC119 + CC121) + \gamma_{Qo} CC2$
76	CO76	Max	13.000			$\gamma_G (CC1 + CC117) + \gamma_Q (CC119 + CC122)$
77	CO77	Max	14.000			$\gamma_G (CC1 + CC124) + \gamma_Q (CC126 + CC128) + \gamma_{Qo} CC2$
78	CO78	Max	14.000			$\gamma_G (CC1 + CC123) + \gamma_Q CC128 + \gamma_{Qo} CC2$
79	CO79	Max	14.000			$\gamma_G (CC1 + CC125) + \gamma_Q (CC127 + CC128) + \gamma_{Qo} CC2$
80	CO80	Max	14.000			$\gamma_G (CC1 + CC125) + \gamma_Q (CC127 + CC129) + \gamma_{Qo} CC2$
81	CO81	Max	14.000			$\gamma_G (CC1 + CC125) + \gamma_Q (CC127 + CC130)$
82	CO82	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC132) + \gamma_Q (CC134 + CC136) + \gamma_{Qo} CC2$
83	CO83	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC131) + \gamma_Q CC136 + \gamma_{Qo} CC2$
84	CO84	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC133) + \gamma_Q (CC135 + CC136) + \gamma_{Qo} CC2$
85	CO85	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC133) + \gamma_Q (CC135 + CC137) + \gamma_{Qo} CC2$
86	CO86	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC133) + \gamma_Q (CC135 + CC138)$
87	CO87	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC140) + \gamma_Q (CC142 + CC144) + \gamma_{Qo} CC2$
88	CO88	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC139) + \gamma_Q CC144 + \gamma_{Qo} CC2$
89	CO89	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC141) + \gamma_Q (CC143 + CC144) + \gamma_{Qo} CC2$
90	CO90	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC141) + \gamma_Q (CC143 + CC145) + \gamma_{Qo} CC2$
91	CO91	Max	14.500			$\gamma_G (CC1 + CC141) + \gamma_Q (CC143 + CC146)$

Résultats

Sommaire de vérification

Type de la vérification	Barre n°	Position x [m]	Critère de vérification		Combinaison de charge
			existant		
2.4 Analyse de contrainte	2	0.000	0.693	< 1.00	CO42
2.5 Analyse de déformation - Horizontal	1	6.000	617.853	> 600.000	CO42
2.5 Analyse de déformation - Vertical	1	6.000	651.652	> 600.000	CO45
2.6 Vérification à la fatigue	2	0.500	0.245	< 1.00	
2.7 Analyse du voilement de plaque	2	0.500	0.465	< 1.00	
2.10 Coefficient de la charge critique	1		4.275	> 1.00	CO42