

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Saad Dahleb Blida 1



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure métallique et mixte

Thème :

**Etude d'un hôtel (R+7+ 2 sous-sol) en
charpente métallique**

Présenté par :

M^{elle} OUESSOU Maria

Devant les membres de jury :

..... U. Saad Dahleb-Blida
..... U. Saad Dahleb-Blida
M^{me} D.Berbar U. Saad Dahleb-Blida

**Président
Examineur
Promotrice**

**Promotion
2023**

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج، قمنا بدراسة بناية ذات بنية حديدية متكونة من طابق ارضي + 7 طوابق + طابقان تحت الأرض.

يتمركز هذا المشروع في ولاية تيبازة المصنفة ضمن المناطق الزلزالية رقم III وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

تم وصف الهيكل وكذلك خواص المواد المستعملة وقياس الابعاد واختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية وفقا للمعايير

المعمول بها في الجزائر (RPA 99V2003, BAEL 91, EC3, CCM97).

تم أيضا حساب و تحليل التأثيرات المناخية حسب قواعد RNV 2003 .

الدراسة الديناميكية تمت وفق الطرق الرقمية باستعمال برنامج ETABS 20 .

إضافة الى أنماط الربط بين العناصر الانشائية باستعمال برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

و IDEA STATICA.

وأخيرا ختمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسيات وفقا لتوصيات تقرير التربة.

Résumé

Le présent mémoire, consiste à étudier un hôtel (**R+7+2SS**) en charpente métallique, situé à la wilaya de TIPAZA - Chenoua –qui est classée comme zone de forte sismicité **III** selon le **RPA99 ver2003**.

La structure a été décrite, ainsi que les propriétés des matériaux utilisés, en mesurant les dimensions, et en sélectionnant les différents éléments qui composent le bâtiment selon les normes utilisées en Algérie (**RPA 99V2003, BAEL 91, EC3, CCM97**).

L'étude climatique a été faite également selon le **RNV2013**.

L'étude dynamique de la structure a été réalisée en utilisant le logiciel **ETABS20**.

On a calculé des assemblages des différents éléments structuraux, en utilisant le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** et **IDEA STATICA**.

Enfin, nous avons conclu en étudiant l'infrastructure du bâtiment, et ceci en calculant les bases selon les recommandations du rapport de sol.

Abstract

As part of our graduation project, we have studied a metal hotel (Ground floor +7 floors+ 2 basement). This building is located in TIPAZA -Chenoua -, which is classified as a high seismic area **III**, according to the **RPA99** version **2003**.

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 seismic analysis of the structure was performed using the **ETABS20** software.

This study concludes with the design of the steel connections of the various structural elements using **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** software and **IDEA STATICA**, and the study of the foundations.

Remerciements

Au premier lieu, je remercie **DIEU** qui m'a donné la volonté, force, patience, courage et santé pour terminer ce modeste travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma reconnaissance.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma gratitude à mon encadrante

Mme D. BERBAR pour sa patience, sa disponibilité, et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je désire aussi remercier l'ensemble des enseignants de département de génie civil, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amis et mes collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Un grand merci à toute l'équipe de **BEREP** et spécialement à **MR BELHOUCHE Faouzi** concernant la base de données, ils ont grandement facilité mon travail.

Enfin, je tiens à témoigner toute ma gratitude à mes parents pour leur confiance et leur support inestimable.

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma Reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à : Ma maman chérie, qui m'a toujours encouragée mais surtout grâce à qui j'ai pu arriver là où je suis aujourd'hui.

Islem, mon mari, la meilleure personne qui m'a toujours soutenu.

Nazim, mon grand frère, mon parfait exemple qui a toujours su me pousser vers l'avant et qui a su me guider.

Dalia, ma petite adorée, qui je voudrais être un bon exemple. Sans oublier, Abdellah, mon petit frère et mon très cher PAPA, là où il est et le courage qui m'a transmis pour aboutir à mes fins, j'espère Qu'aujourd'hui quelque part dans le ciel existe une petite Fenêtre d'où il pourra me voir réussir. À Ma grand-mère Chahra présente corps et âmes dans le Bon comme dans le mauvais

A toute ma famille, ma belle-sœur, mes cousines, ma belle-famille, mes amis(es), et particulièrement à Achouak et Hadjer, qui ont toujours été présentes pour moi.

Table des matières

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciements

Dédicace

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction Générale.....1

Chapitre 1 : Généralités et présentation de l'ouvrage.....3

1.1 Introduction :4

1.2 Présentation de l'ouvrage :4

1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :4

1.4 Elément de l'ouvrage :4

1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :7

1.6 Règlements utilisés :8

1.7 Conclusion :8

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux9

2.1 Introduction :10

2.2 Evaluation de charges et surcharges :10

2.2.1 Charges permanentes :10

2.2.2 Charges d'exploitation :11

2.3 Pré-dimensionnement des planchers :	11
2.3.1 Etude des solives :	12
2.4 Etude des poutres :	24
2.4.1 Pré-dimensionnement des poutres :	24
2.4.2 Etude de la poutre du plancher terrasse inaccessible :	25
2.4.4 Etude des connecteurs :	34
2.5 Etude des poteaux :	36
2.5.1 Pré dimensionnement des poteaux :	36
2.5.2 Vérification des poteaux au flambement :	38
Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires.....	41
3.1 Introduction :	42
3.2 Etude des escaliers :	42
3.2.1 Choix des dimensions :	43
3.2.2 Dimensionnement des limons :	44
3.2.3 Dimensionnement de la cornière de marche :	47
3.2.4 Dimensionnement de la poutre palière :	48
3.3 Etude de l'acrotère :	49
3.3.1 Evaluation de charge :	49
3.3.2 Calcul des sollicitations :	50
3.3.3 Ferrailage de l'acrotère :	51
Chapitre 4 : Etude climatique	53
3.1 Introduction :	54
3.2 L'effet de la neige :	54
3.3 L'effet du vent :	55

3.3.1 Données relatives au site :	56
3.3.2 Pression dynamique de pointe :	57
3.3.3 Le coefficient d'exposition au vent $C_e(Z_e)$:	57
3.3.4 Le coefficient de rugosité :	57
3.3.5 Intensité de turbulence :	58
3.3.6 Calcul de la pression due au vent :	59
3.3.7 Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe} :	60
3.3.8 Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi} :	62
3.3.9 Calcul de la force de frottement :	64
3.4 Conclusion :	64
Chapitre 5 : Etude dynamique	65
5.1 Introduction :	66
5.2 Modélisation de la structure :	66
5.2.1 Classification selon RPA99v2003 :	67
5.2.2 La méthode modale spectrale :	67
5.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul :	69
5.2.4 Résultat de l'analyse sismique :	72
5.2.5 Modèle initial :	72
5.2.6 Modèle final :	74
5.3 Conclusion :	81
Chapitre 6 : Vérifications des éléments.....	82
6.1 Introduction :	83
6.2 Vérification des poteaux :	83
6.2.1 Au flambement composé :	83

6.2.2 Au déversement :	91
6.3 Vérification des poutres :.....	92
6.3.1 Poutre principale :	92
6.3.2 Poutre secondaire :	92
6.4 Vérification des palées de stabilité :	93
6.4.1 Suivant la direction Y-Y (TUBO200×200×25) :	93
6.4.2 Suivant la direction X-X (TUBO200×200×25) :	94
Chapitre 7 : Calcul des assemblages.....	96
7.1 Introduction :	97
7.2 Les différents modes d'assemblages :	97
7.2.1 Assemblage par boulonnage :	97
7.2.2 Assemblage par soudure :	97
7.3 Vérifications des assemblages :	98
7.3.1 Vérification de l'assemblage poutre-solive (HEA 360 – IPE 220) :	98
7.3.2 Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 360 – HEA300) :	100
7.3.3 Vérification de l'assemblage pied de poteau HEB450 - Contreventement :	107
7.3.4 Vérification de l'assemblage de continuité poteau HEB450 - HEB400 :	110
7.3.5 Vérification de l'assemblage poteau – poutre - contreventement :	113
Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure	116
8.1 Introduction :	117
8.2 Calcul des éléments du sous-sol :	117
8.2.1 Pré-dimensionnement :	117
8.3 Etude du voile périphérique :	119
8.3.1 Pré dimensionnement :	119

8.3.2 Evaluation des charges :	121
8.3.3 Ferrailage du voile périphérique :	122
8.4 Etude des fondations :	129
8.4.1 Types des fondations :	129
8.4.2 Choix du type de fondation :	129
8.4.3 Calcul des fondations :	129
8.5 Conclusion :	153
Conclusion Générale.....	154
Références.....	156
Annexes	158

Liste des figures

Figures chapitre 1 :

Figure 1.1: Conception du plancher collaborant.....	5
Figure 1.2: Goujon soudée.....	6
Figure 1.3: Escalier en charpente métallique.....	6

Figures chapitre 2 :

Figure 2.1: Représentation 3D d'un plancher collaborant.	12
Figure 2.2: La solive la plus sollicitée.	13
Figure 2.3: Largeur effective de la dalle.....	17
Figure 2.4: Largeur effective.	22
Figure 2.5: Schéma statique de la poutre.....	26

Figures chapitre 3 :

Figure 3.1: Les éléments constituant l'escalier.....	42
Figure 3.2: Vue en plan des escaliers.	43
Figure 3.3: Schéma illustrant des escaliers.....	44
Figure 3.4: Schéma statique des charges.	45
Figure 3.5: Schéma statique de la charge équivalente.....	45
Figure 3.6: Ferrailage de l'acrotère.	52

Figures chapitre 4 :

Figure 4.1: Hauteur de référence Z_e (Direction V1).	58
Figure 4.2: Hauteur de référence Z_e (Direction V2).	59
Figure 4.3: Représentation des parois verticales (Direction V1)	60
Figure 4.4: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales (Direction V1).	61
Figure 4.5: Représentation des parois verticales (Direction V2)	61
Figure 4.6: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales (Direction V2).	62

Figures chapitre 5 :

Figure 5.1: Spectre de réponse.....	68
Figure 5.2: Modèle initial « Vue en 3D ».	72

Figure 5.3: La déformée pour les modes du modèle initial.	73
Figure 5.4: Modèle final « Vue en 3D ».	74
Figure 5.5: La déformée pour les modes du modèle final.	75
Figures chapitre 6 :	
Figure 6.1: Longueur de flambement pour un mode fixe.....	84
Figure 6.2: Diagramme des moments.....	86
Figures chapitre 7 :	
Figure 7.1: Schéma de l'assemblage poutre – solive.....	98
Figure 7.2: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.....	99
Figure 7.3: Schéma de l'assemblage poutre – poteau.....	100
Figure 7.4: Disposition constructif de l'assemblage poteau - poutre.	103
Figure 7.5: Vue d'assemblage pied de poteau HEB450 – contreventement.	108
Figure 7.6: Vérification de déformation, 0,8G+EX.....	109
Figure 7.7: Contrainte équivalente, 0,8G+EX.	109
Figure 7.8: Vérification globale, 0,8G+EX.	110
Figure 7.9: Vue d'assemblage de continuité poteau HEB450 - HEB400.....	110
Figure 7.10: Vérification de déformation, 0,8G+EX.....	111
Figure 7.11: Contrainte équivalente, 0,8G+EX.....	112
Figure 7.12: Vérification globale, 0,8G+EX.	112
Figure 7.13: Vue d'assemblage poteau – poutre – contreventement.....	113
Figure 7.14: Vérification de déformation, 0,8G+1,5EX.....	114
Figure 7.15: Contrainte équivalente, 0,8G+1,5EX.....	114
Figure 7.16: Vérification globale, 0,8G+1,5EX.	115
Figures chapitre 8 :	
Figure 8.1: Poussées des terres sur voile périphérique.	120
Figure 8.2: Structure modélisée par des voiles périphériques.	120
Figure 8.3: Modélisation 3D du voile périphérique.....	121
Figure 8.4: Ferrailage du voile périphérique du 1er SS sens x-x.	128

Figure 8.5: Ferrailage du voile périphérique du 1er SS sens y-y.	128
Figure 8.6: Ferrailage du voile périphérique du 2ème SS sens x-x.....	128
Figure 8.7: Ferrailage du voile périphérique du 2ème SS sens y-y.....	129
Figure 8.8: Semelle isolée.....	130
Figure 8.9: Semelle filante.....	131
Figure 8.10: Répartition des charges pour les poteaux centraux.	132
Figure 8.11: Répartition des charges pour les poteaux de rives.	132
Figure 8.12: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.	132
Figure 8.13: Positions des poteaux.	133
Figure 8.14: Radier nervuré.....	138
Figure 8.15: Schéma statique du bâtiment.....	142
Figure 8.16: Contraintes sous le radier.	144
Figure 8.17: Panneau le plus sollicité de la dalle du radier.	146
Figure 8.18: Ferrailage de la dalle du radier.....	150
Figure 8.19: Ferrailage de la nervure.....	153

Liste des tableaux

Tableaux chapitre 2 :

Tableau 2.1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.	10
Tableau 2.2: Charge permanente d'un plancher courant.....	11
Tableau 2.3: Caractéristique du profilé IPE 220.	13
Tableau 2.4: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage chambre.....	20
Tableau 2.5: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage bureau, parking, salon de thé.	20
Tableau 2.6: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage balcon.....	21
Tableau 2.7: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage hall et cuisine.....	21
Tableau 2.8: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage commerce...	22
Tableau 2.9: Caractéristique du profilé IPE 360.	25
Tableau 2.10: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage chambre...	31
Tableau 2.11: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage bureau, parking, salon de thé.	32
Tableau 2.12: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage balcon.....	32
Tableau 2.13: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage hall et cuisine.....	33
Tableau 2.14: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage commerce..	34
Tableau 2.15: Charge d'exploitation cumulée.....	37
Tableau 2.16: Choix des sections des profilés.....	38
Tableau 2.17: Choix final des sections des profilés.	40

Tableaux chapitre 3 :

Tableau 3.1: Charge permanente sur la paillasse.	44
Tableau 3.2: Résultats des sollicitations.....	50
Tableau 3.3: Résultats de ferrailage.	51

Tableaux chapitre 4 :

Tableau 4.1: Catégorie du terrain.	56
---	----

Tableau 4.2: Valeur de la pression dynamique de référence.....	57
Tableau 4.3: Valeurs de la pression dynamique de pointe (Direction V1).	59
Tableau 4.4: Valeurs de la pression dynamique de pointe (Direction V2).	59
Tableau 4.5: Surface des zones des parois verticales (Direction V1).	60
Tableau 4.6: Surface des zones des parois verticales (Direction V2).	62
Tableau 4.7: Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (direction V1)	63
Tableau 4.8: Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (direction V2)	64
Tableaux chapitre 5 :	
Tableau 5.1: Valeurs du facteur de qualité.....	71
Tableau 5.2: Participation massique du modèle initial.....	73
Tableau 5.3: Participation massique du modèle final.....	75
Tableau 5.4: Vérifications des déplacements inter étage suivant l'axe x-x pour le modèle final.	77
Tableau 5.5: Vérifications des déplacements inter étage suivant l'axe y-y pour le modèle final.	77
Tableau 5.6: Vérifications de l'effet P- Δ suivant l'axe x-x pour le modèle final.	78
Tableau 5.7: Vérifications de l'effet P- Δ suivant l'axe y-y pour le modèle final.	79
Tableau 5.8: Vérification des portiques sous l'effort tranchant suivant l'axe x-x pour chaque étage.	80
Tableau 5.9: Vérification des portiques sous l'effort tranchant suivant l'axe y-y pour chaque étage.	80
Tableaux chapitre 6 :	
Tableau 6.1: Facteur d'imperfection α	86
Tableau 6.2: Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.....	87
Tableau 6.3: Vérification au flambement par flexion pour N^{\max}	88
Tableau 6.4: Efforts internes des poteaux sous M_{sd}, y^{\max} pour chaque niveau.	89
Tableau 6.5: Vérification au flambement par flexion pour M_{sd}, y^{\max}	89
Tableau 6.6: Efforts internes des poteaux sous M_{sd}, z^{\max} pour chaque niveau.	90
Tableau 6.7: Vérification au flambement par flexion pour M_{sd}, y^{\max}	90

Tableau 6.8: Vérification des poteaux au déversement.....	91
Tableau 6.9: Caractéristique du profilé TUBO200×200×25.....	93

Tableaux chapitre 7 :

Tableau 7.1: Paramétrage de norme IDEA StatiCa.....	106
Tableau 7.2: Vérification de l'assemblage pied de poteaux HEB450 – contreventement.	108
Tableau 7.3: Vérification de l'assemblage de continuité poteau HEB450 - HEB400.....	111
Tableau 7.4: Vérification de l'assemblage poteau – poutre – contreventement.....	113

Tableaux chapitre 8 :

Tableau 8.1: Calcul des moments a l'ELU pour le voile du 1er SS.....	123
Tableau 8.2: Calcul des moments a l'ELS pour le voile du 1er SS.....	123
Tableau 8.3: Calcul des moments a l'ELU pour le voile du 2ème SS.	123
Tableau 8.4: Calcul des moments a l'ELS pour le voile du 2ème SS.	124
Tableau 8.5: Ferrailage du voile périphérique du 1er SS.	125
Tableau 8.6: Ferrailage du voile périphérique du 2ème SS.	125
Tableau 8.7: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	126
Tableau 8.8: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS (Correction).....	27
Tableau 8.9: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	127
Tableau 8.10: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS (Correction).....	127
Tableau 8.11: Répartition pour les poteaux centraux.....	134
Tableau 8.12: Répartition pour les poteaux d'angle.....	135
Tableau 8.13: Répartition pour les poteaux de rive.....	135
Tableau 8.14: Sections des semelles filantes sens x.....	136
Tableau 8.15: Sections des semelles filantes sens y.....	137
Tableau 8.16: Contrainte sous le raider à l'ELU.....	144
Tableau 8.17: Contrainte sous le raider à l'ELS.....	145
Tableau 8.18: Calcul des moments a l'ELU.....	147
Tableau 8.19: Calcul des moments a l'ELS.	147

Tableau 8.20: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.....	148
Tableau 8.21: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	149
Tableau 8.22: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS (Correction).....	149
Tableau 8.23: Ferrailage des nervures.....	151
Tableau 8.24: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	152
Tableau 8.25: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS (Correction).....	152

Lise des symboles

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_p : Surface portante.

A_s : Aire de la section résistante a la traction du boulon.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F_{srd} : Résistance d'un boulon au glissement.

F_{trd} : Résistance d'un boulon en traction.

F_{brd} : Résistance à la pression diamétrale.

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

K_c : Coefficient de rigidité des poteaux.

K_{ij} : Coefficient de rigidité des poutres.

K_y : Coefficient de flambement-flexion.

L : Longueur.

M_{sd} : Moment fléchissant.

M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

M_{cr} : Moment critique.

N_{sd} : Effort normal.

N_{tsd} : Effort normal de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

N_{pl} : Effort normal plastique.

Q : Charge d'exploitation.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W_{el} : Module de résistance élastique.

b : Largeur de l'âme.

b_{eff} : Largeur efficace.

e : Entraxe.

d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulon.

f : Flèche d'une poutre.

f_y : Limite d'élasticité d'un acier.

f_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon.

f_u : Limite de rupture d'une pièce.

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

f_{ck} : Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.

h : Hauteur.

i : Rayon de giration.

k : Facteur de longueur.

ks : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

n : Nombre de boulon.

m : Nombre de plans de cisaillement.

t_w : Épaisseur de l'âme.

t_f : Épaisseur des semelles.

t_p : Épaisseur de platine.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

β_w : Facteur de corrélation.

β_M : Facteur de moment uniforme.

γ_c : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

γ_{Mb} : Coefficient de sécurité des boulons.

γ_{ms} : Coefficient partiel de sécurité.

$\bar{\lambda}$: Élançement.

α : Facteur d'imperfection.

μ : Coefficient de frottement.

τ_s : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

η : Facteur de distribution.

ψ : Rapport de contrainte.

φ_0 : La rotation initiale dans les poutres continues.

δ_0 : La flèche initiale dans les poutre continues.

V_0 : Effort tranchant à la base.

E.L.U: Etat limite ultime.

E.L.S: Etat limite service.

T : Période.

L_r: Longueur de flambement.

F_e: Limite d'élasticité de l'acier.

M_t: Moment en travée.

M_a: Moment sur appuis.

M₀: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres ,Moment à la base.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28}: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

C_t : Coefficient de topographie.

Q_{ref} : la pression dynamique de référence.

V_{ref} : la vitesse de référence du vent.

Z_e : la hauteur de référence.

K_T : Facteur de terrain.

Z₀ : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

P_{dyn} : pression dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

Plans d'architecture

Introduction

Générale

Le développement urbain dans les grands pays, en particulier dans les grandes villes où la densité de population est élevée, favorise la construction verticale pour économiser l'espace. Pour assurer la stabilité de ces constructions, le rôle de l'ingénieur en génie civil est primordial. L'ingénieur doit trouver des solutions d'ingénierie adéquates, ce qui nécessite une activité créative faisant appel à l'imagination et à l'intuition.

La conception d'une structure doit répondre aux exigences esthétiques, sécuritaires et économiques imposées par les réglementations en fonction de l'importance du projet. L'objectif principal de l'ingénieur n'est pas seulement d'appliquer les règlements, mais aussi de comprendre le comportement de la structure face aux différents phénomènes pouvant l'affecter, dans le but de protéger les personnes et leurs biens.

Le travail présenté s'inscrit dans cette démarche et consiste en une étude et une conception d'un hôtel réalisé en charpente métallique, composé d'un rez-de-chaussée et de 7 étages avec deux sous-sol, situé dans la wilaya de TIPAZA.

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification de ce bâtiment sera réalisée selon les étapes suivantes :

Le premier chapitre : présentera l'ouvrage dans sa globalité, définira les différents éléments et précisera les choix des matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre : se concentrera sur le pré-dimensionnement des éléments de la structure, tels que les poteaux, les poutres et les solives.

Le troisième chapitre : portera sur l'étude des effets climatiques sur la structure, tels que le vent et la neige.

Le quatrième chapitre : abordera l'étude des éléments secondaires tels que les escaliers et les acrotères.

Le cinquième chapitre : se penchera sur l'étude dynamique en zone sismique, en utilisant le logiciel ETABS 20 pour déterminer les efforts dans les différents éléments.

Le sixième chapitre : sera consacré à la vérification des différents éléments de la structure, tels que les poteaux, les poutres et les contreventements.

Le septième chapitre : couvrira la conception et l'étude des assemblages des différents éléments.

Le huitième chapitre : abordera l'étude de l'infrastructure.

Enfin, l'étude se conclura par une conclusion générale résumant l'essentiel du travail réalisé et les principales constatations.

Chapitre 1 :
Généralités et
présentation de
l'ouvrage

1.1 Introduction :

Pour chaque projet de construction, du plus simple au plus complexe, il existe un certain nombre d'étapes à suivre pour garantir un résultat meilleur.

L'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte l'usage de la structure, la résistance, les exigences esthétiques de l'architecte, l'aspect économique.

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un Hôtel composé d'un rez-de chaussé + 7 étages plus deux sous-sol (à usage commercial +parking), implanté à la wilaya de **TIPAZA**, classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/V.2003**) comme une zone de sismicité élevée (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas **48m (Groupe 2)**.

1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

○ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale (sens longitudinale) : 36,45m.
- Largeur totale (sens transversale) : 33,40m.

○ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale : 34m.
- Hauteur rez-de chaussé : 3,74m.
- Hauteur mezzanine : 3,57m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.23m.

1.4 Elément de l'ouvrage :

○ **Ossature de la structure :**

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques)

ou bien contreventé totalement par des palées triangulées, et pour notre structure on a travaillé avec des palées triangulées en X.

○ **Les planchers :**

Le type de plancher utilisé dans notre structure en charpente est un plancher collaborant d'épaisseur $e = 12\text{cm}$, qui est constitué d'un bac d'acier **HI-BOND55**, de treillis soudé et des goujons. Cette dalle en béton est reliée aux poutres pour l'intermédiaire des connecteurs (goujons).

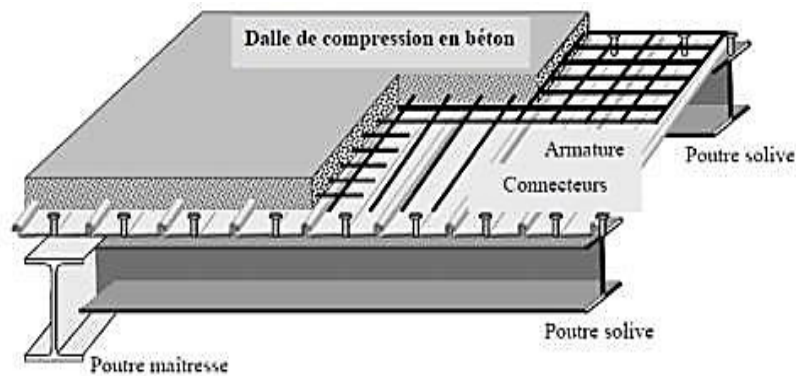


Figure 1.1: Conception du plancher collaborant.

○ **Bac d'acier :** (Annexe 1)

Le bac d'acier est de type **HI-BOND 55**, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.

○ **Les connecteurs :**

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs qui permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton.

La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

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



Figure 1.2: Goujon soudée.

○ **Les escaliers :**

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

Pour notre structure, on a utilisé le type présenté dans la figure suivante :



Figure 1.3: Escalier en charpente métallique.

○ **Maconnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

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

○ **Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Une contrainte admissible du sol égale à **1,8 bar**.
- Catégorie du site : **S3**.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (**EUROCODE 3, CCM 97**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 Version 2003**).

○ **Aciers de constructions :**

Les différentes caractéristiques mécaniques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale : **Ea**= 210 000 N/mm²
- Module de cisaillement : **Ga**= $\frac{E}{2(1+\nu a)}$
- Coefficient de poisson : **va**= 0,3
- Masse volumique : **pa**= 78,5 KN/m³
- Limite élastique **fy (MPa)** = 275 N/mm².

○ **Béton :**

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

- La résistance à la compression à **28 jours** : **fc28** = 25MPa
- La résistance caractéristique à la traction du béton à « **j** » jours, notée **ftj** est conventionnellement définie par la relation : **ftj** = 0,6 + 0,06 fcj (MPa)

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression **fc28 = 25 MPa** et à la traction **ft28 = 2,1MPa**.

○ **Module de déformation longitudinale du béton :**

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

○ **Module de déformation instantané :**

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

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

Pour : **f_{c28}** = 25 MPa ; on trouve : **E_{i28}** = 32164.20 MPa.

○ **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à **24** heures ;

Ce module est défini par :

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

Pour : **f_{c28}** = 25 MPa on trouve : **E_{v28}** = 10818.87 MPa.

1.6 Règlements utilisés :

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

- **CCM97** : règles de calcul des constructions en acier.
- **DTR C 2-2** : document technique réglementaire (charges permanente et d'exploitation).
- **RPA99 V2003** : règlement parasismiques algériennes version **2003**.
- **RNV2013** : règles définissant les efforts de la neige et du vent version **2003 36**.
- **BAEL91** : Béton armé aux états limite.
- **EC3** : Calcul des structures en acier.
- **EC4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

1.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, l'ouvrage de ce projet de fin d'étude est présenté, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la construction. Ensuite, les éléments structurant du bâtiment sont définis et les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction adoptés sont détaillées. A la fin, les règlements de calcul adoptés sont mentionnés.

Chapitre 2 :

Pré

dimensionnement

des éléments

Structuraux

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres...) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmise par les planchers aux éléments porteurs, qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé, selon les règles de calcul **BAEL91**, **CBA93**, **RPA99**, **CCM97** et **EC3**.

2.2 Evaluation de charges et surcharges :

Tous les bâtiments sont exposés aux charges permanentes et surcharges d'exploitation, y compris les influences climatiques. Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

2.2.1 Charges permanentes :

2.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible : [3]

Tableau 2.1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	ρ (kn/m ³)	ep (m)	G(KN/m ²)
• Etanchéité multicouches	/	0,02	0.12
• Forme de pente	/	0,05	2,2
• Isolation thermique	4	0,04	0.16
• Dalle en béton armé	25	0,12	2,33
• Bac d'acier (HIBON 55)	/	/	0.15
• Faux plafond	/	/	0.3
• Protection en gravillon	17	0,05	0.85
• Climatisation	/	/	0,4
Total			6,51

2.2.1.2 Plancher courant : [3]

Tableau 2.2: Charge permanente d'un plancher courant.

Matériaux	f (kn/m ³)	ep (m)	G(KN/m ²)
• Dalle de sol	/	0,02	0.5
• Mortier de pose	20	0,02	0,4
• Cloisonnement	/	0,1	1
• Dalle en béton armé	25	0,12	2,33
• Bac d'acier (HIBON 55)	/	/	0.15
• Faux plafond	/	/	0.3
• Climatisation	/	/	0,4
Total			5,08

2.2.2 Charges d'exploitation : [3]

- Plancher terrasse inaccessible = 1 (KN/m²).
- Plancher courant (Balcon) = 3,5 (KN/ m²).
- Plancher courant (Bureau, parking, Salon de thé) = 2,5 (KN/ m²).
- Plancher courant (commerce) = 5 (KN/ m²).
- Plancher courant (chambre) = 1,5 (KN/ m²).
- Plancher courant (Hall, Cuisine) = 4 (KN/ m²).
- Escalier = 2,5 (KN/ m²).

2.3 Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher collaborant appeler aussi plancher mixte est un plancher qui est généralement utilisé dans les constructions métalliques. Il est obtenu par l'association de tôle d'acier en profilé à froid placée au-dessus de la solive et du béton, ainsi les deux collaborent par l'intermédiaire des connecteurs.

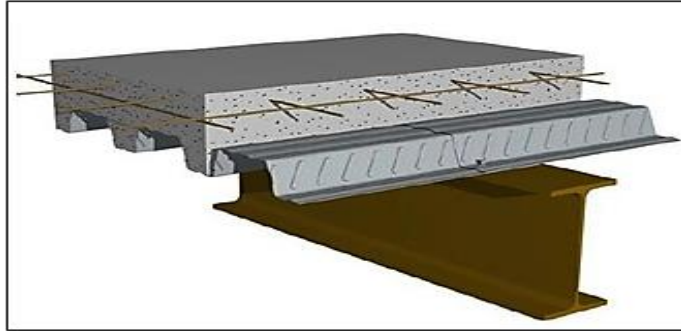


Figure 2.1: Représentation 3D d'un plancher collaborant.

➤ **Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases : phase de construction et phase finale.

○ **Phase de construction :**

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

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

○ **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

2.3.1 Etude des solives :

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement IPE ou IPN, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

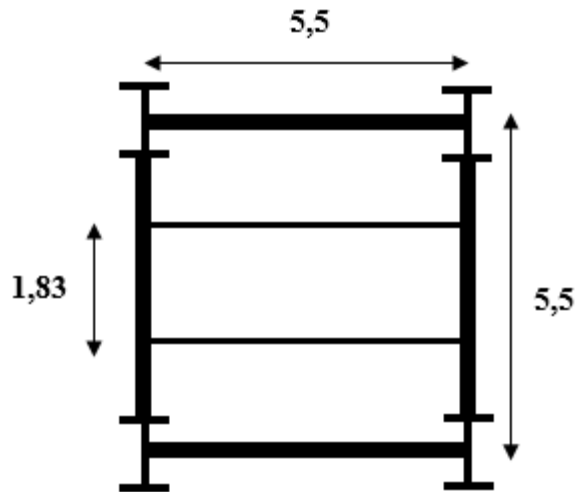


Figure 2.2: La solive la plus sollicitée.

2.3.1.1 Pré-dimensionnement des solives :

Il est très commun d'utiliser la condition suivante pour avoir un premier Choix des solives $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$, mais après calcul on a trouvé que cette condition donne des résultats non économiques. Donc on a choisi de pré-dimensionner les solives par tâtonnement.

Le pré-dimensionnement se fait avec $L= 5,5m$ et d'espacement entre les solives de $1,83m$.

Après plusieurs essais de vérification on opte pour un **IPE220**. (Annexe 2)

Tableau 2.3: Caractéristique du profilé IPE 220.

Profilé	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _r (mm)	t _w (mm)
IPE 220	26,2	33,37	220	110	9,2	5,9
	Caractéristiques					
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	
	2772	204,9	285,4	9,11	2,48	

2.3.1.2 Etude de la solive plancher terrasse inaccessible :

○ Phase de construction :

➤ Evaluation des charges : [1]

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

- Poids propre du profilé **IPE220** **Gp** = 0,262 kN/ml.
- Poids propre du béton frais..... **Gb** = 2,33 kN/m².
- Poids du bac d'acier **HIBOND-55** **Ga** = 0,15 kN/m².
- Surcharge de construction (ouvrier)..... **Qc** = 0,75 kN/m².

➤ Les combinaisons des charges : [1]

L'entraxe entre les solives est de **1,83m**.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 1.83 \times (G_a + G_b) + 1.5 \times 1.83 \times Q$$

$$q_u = 8,54 \text{ kN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G_p + 1.83 \times (G_a + G_b) + 1.83 \times Q$$

$$q_{\text{ser}} = 6,17 \text{ kN/m.}$$

➤ Vérification :

○ Moment fléchissant :

Le profilé étant en classe **1**, donc le moment fléchissant **M_{sd}** doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8,54 \times 5,52}{8} = 32,29 \text{ kN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285,4 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1,1} = 71,35 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} = 32,29 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 71,35 \text{ kN.m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ Effort tranchant :

L'effort tranchant **V_{sd}** doit satisfaire la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{8,54 \times 5,5}{2} = 23,28 \text{ kN.}$$

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

Avec :

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 3337 - 2 \times 110 \times 9,2 + (5,9 + 2 \times 12) \times 9,2 = 1588,08 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{1588,08 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 229,22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 23,28 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 229,22 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **La rigidité :**

La flèche f_{max} doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max i} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s L^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{6,17 \times 5500^4}{2,1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 12,63 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm.}$$

$$f_{max i} = 12,63 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Déversement :**

On doit vérifier que :

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

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,rd} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

β_w : 1 (Section de classe I)

γ_{m1} : 1,1

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

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda_1 = 93,91 \text{ m} \text{ et } \epsilon = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{f_y}} = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{275}} = 0,92$$

Donc $\lambda_1 = 86,4$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{ff}} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ avec } C1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{5500}{24,8}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{5500}{24,8}}{\frac{220}{9,2}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 137,38$$

$$\bar{\lambda} = \frac{137,38}{86,4} = 1,58 > 0,2$$

risque de déversement .

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

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection = 0,21

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 (1,58 - 0,2) + 1,58^2] = 1,9$$

$$\text{Alors : } \chi_{LT} = \frac{1}{1,47 + \sqrt{[1,47^2 - 1,31^2]}} = 0,34$$

$$M_{brd} = 0,34 \times 1 \times 285,4 \times 10^3 \times \frac{275 \times 10^{-6}}{1,1} = 24,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 32,29 \text{ kN.m} > M_{brd} = 24,24 \text{ kN.m}$$

Condition non vérifiée.

→ On doit ajouter un étaieement à $\frac{L}{2}$, on opte pour :

$$f_{max i} = 0,79 \text{ mm.}$$

$$M_{brd} = 47,48 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 32,29 \text{ kN.m} < M_{brd} = 47,48 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée.

○ **Phase de finale :**

➤ **Evaluation des charges : [1]**

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

- Poids propre du profilé **IPE220** **G_p** = 0,262 kN/ml.
- Charge permanente.....**G** =6,51 kN/m².
- Surcharge d'exploitation.....**Q** =1 kN/m².

➤ **Les combinaisons des charges : [1]**

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 1.83 \times G_t + 1.5 \times 1.83 \times Q$

$q_u = 19,18 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = G_p + 1.83 \times G_t + 1.83 \times Q$

$q_{ser} = 14,00 \text{ kN/m}$

• **La largeur effective de la dalle :**

$$B_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L_0}{8} ; b \right\}$$

$B_{eff} = \inf \{ 1,38 ; 1,83 \} = 1,38\text{m.}$

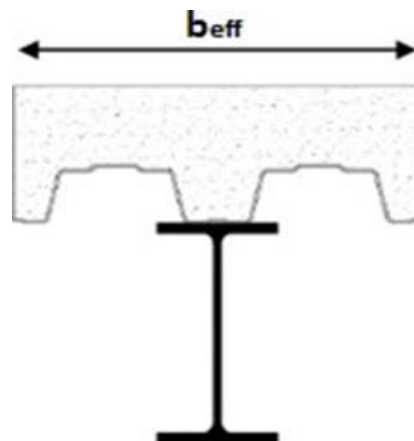


Figure 2.3: Largeur effective de la dalle.

• **Position de l'axe neutre :**

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times 1380 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 1278,225 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 10^{-3} \times 3337 = 871,79 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1278,225 \text{ kN} > R_{\text{acier}} = 871,79 \text{ kN}$$

→ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

➤ **Vérification :**

○ **Moment fléchissant : [1]**

$$M_{\text{sd}} = \frac{qu L^2}{8} = \frac{19,18 \times 5,52}{8} = 72,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \left\{ \frac{ha}{2} + hc + hp - \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{hb}{2} \right\}$$

$$M_{\text{plrd}} = 871,79 \left\{ \frac{120}{2} + 65 + 55 - \frac{871,79}{1278,225} \times \frac{65}{2} \right\} \times 10^{-3} = 137,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 72,53 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 137,6 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant :**

$$V_{\text{sd}} = \frac{qu L}{2} = \frac{19,18 \times 5,5}{2} = 52,75 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1588,08 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 229,22 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = 52,75 \text{ kN} < V_{\text{pl,rd}} = 229,22 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **La rigidité :**

$$f_{\text{max f}} = \frac{5}{384} \times \frac{qs L^4}{EI_c}$$

Avec :

$$I_c = A_a \times \frac{(hc+2hp+ha)^2}{4(1+m.v)} + \frac{B_{\text{eff}} \times hc^3}{12 m} + I_y$$

Et :

$$m = \frac{E_a}{E_b} \approx 15$$

$$v = \frac{A_a}{E_b} = \frac{3337}{1380 \times 65} = 0,037$$

$$I_c = 3337 \times \frac{(65+2 \times 55+120)^2}{4(1+15 \times 0,037)} + \frac{1380 \times 65^3}{12 \times 15} + 2772 \times 10^4 = 7,64 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max f} = \frac{5}{384} \times \frac{14,00 \times 5500^4}{2,1 \times 10^5 \times 7,64 \times 10^7} = 10,4 \text{ mm.}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm.}$$

$$f_t = f_{\max i} + f_{\max f} = 0,79 + 10,4 = 11,19 \text{ mm.}$$

$$f_t = 11,19 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 22 \text{ mm.}$$

Condition vérifiée.

○ **Déversement :**

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

2.3.1.3 Etude de la solive plancher étage courant :

○ **Phase de construction :**

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse inaccessible (avec IPE220).

○ **Phase finale :**

➤ **Evaluation des charges : [1]**

- Poids propre du profilé IPE220 $G_p = 0,262 \text{ kN/ml.}$
- Charge permanente..... $G = 5,08 \text{ kN/m}^2.$
- Surcharge d'exploitation.

❖ **Usage chambre (Q = 1,5 kN/m²) :**

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 17,02 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{\text{ser}} = 12,30 \text{ kN/m}$

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.4: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage chambre.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 64,36 \text{ kN.m}$	$V_{sd} = 46,81 \text{ kN}$	$f_t = 10,24 \text{ mm}$
$M_{plrd} = 137,6 \text{ kN.m}$	$V_{plrd} = 229,22 \text{ kN}$	$f_{adm} = 22 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ Usage bureau, parking, salon de thé ($Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$) :

➤ Les combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 19,77 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = 14,13 \text{ kN/m}$

➤ Vérification :

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.5: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage bureau, parking, salon de thé.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 74,74 \text{ kN.m}$	$V_{sd} = 54,36 \text{ kN}$	$f_t = 11,6 \text{ mm}$
$M_{plrd} = 137,6 \text{ kN.m}$	$V_{plrd} = 229,22 \text{ kN}$	$f_{adm} = 22 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ Usage balcon ($Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$) :

➤ Les combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 22,51 \text{ kN/m}$.

ELS : $q_{ser} = 15,96 \text{ kN/m}$.

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.6: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage balcon.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd = 85,12 kN.m	Vsd = 61,91 kN	<i>f</i>t = 12,95 mm
Mplrd = 137,6 kN.m	Vplrd = 229,22 kN	<i>f</i>adm = 22 mm
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ **Usage hall, cuisine (Q = 4 kN/m²) :**

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 23,88 \text{ kN/m}$.

ELS : $q_{ser} = 16,88 \text{ kN/m}$.

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.7: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage hall et cuisine.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd = 90,31 kN.m	Vsd = 65,68 kN	<i>f</i>t = 13,64 mm
Mplrd = 137,6 kN.m	Vplrd = 229,22 kN	<i>f</i>adm = 22 mm
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ **Usage commerce (Q = 5 kN/m²) :**

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 26,63 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = 18,71 \text{ kN/m}$

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.8: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage commerce.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 100,69 \text{ kN.m}$	$V_{sd} = 73,23 \text{ kN}$	$f_{max} = 15 \text{ mm}$
$M_{plrd} = 137,6 \text{ kN.m}$	$V_{plrd} = 229,22 \text{ kN}$	$f_{adm} = 22 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

→ Le profilé **IPE220** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse et plancher courant un **IPE220**.

2.3.1.4 Etude des connecteurs : [4]

Type goujons :

- **Hauteur** = 95mm.
- **Diamètre** = 19mm.

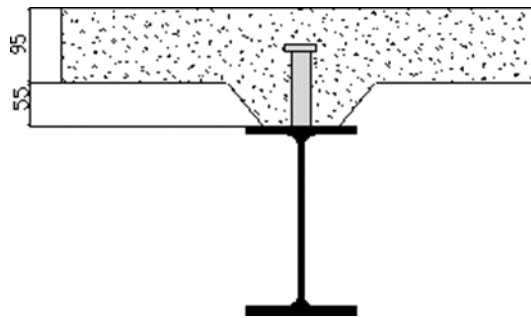


Figure 2.4: Largeur effective.

○ **Détermination de (Résistance au cisaillement) :**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck}} \times \sqrt{E_c}}{\gamma_v} ; 0,8 \times F_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \right\}$$

Avec :

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton = 25 KN/mm².

E_c : Module de Young de béton = 30,5 KN/m².

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs = 450 N/mm².

γ_v : Coefficient partiel de sécurité = 1,25.

K_t : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac.

α = 1 si : $\frac{h}{d} > 4$.

α = 0,2 ($\frac{h}{d} + 1$) si : $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$.

Dans notre cas : **α** = 1 car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5$.

Alors :

$$0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck}} \times \sqrt{E_c}}{\gamma_v} = 73,13 \text{ kN.}$$

$$0,8 \times F_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 81,65 \text{ kN.}$$

Pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive, le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

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

Avec :

N_r : Nombre de goujon par nervure

$$= 1 h_p = 55 \text{ mm.}$$

h_c : hauteur du connecteur = 95 mm.

b₀ : Largeur moyenne de la nervure = 88,5 mm.

$$\text{Donc : } K_t = \frac{0,7}{\sqrt{0,1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82.$$

Alors : **P_{rd}** = 0,82 × inf { 73,13 ; 81,65 } = 59,97 kN.

- **Effort tranchant repris par les goujons :**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}})$$

$$R_L = \inf (1278,225 ; 871,79) = 871,79 \text{ kN.}$$

- **Nombre de connecteurs (par demi-portée) :**

$$N_{br} = \frac{R_L}{Prd}$$

$$N_{br} = \frac{871,79}{59,97} = 14,54.$$

→ On prend **15 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **30 connecteurs** sur toute la longueur de la solive.

- **Espacement entre les goujons :**

$$e_{sp} = \frac{L}{N_{br}-1}$$

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

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

$$e_{max} = 6 h_c = 6 \times 95 = 570\text{mm.}$$

$$e_{sp} = \frac{5500}{30-1} = 189,66\text{mm} \Rightarrow 95\text{mm} \leq 189,66\text{mm} \leq 570\text{mm.}$$

→ On prend **30 connecteurs**, avec un espacement de **189,66mm**.

2.4 Etude des poutres :

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

2.4.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement se fait par la formule simplifiée avec **L = 5,5m** et d'espacement entre les poutres de **5.5m**.

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

Avec :

h : la hauteur du profilé.

L : la longueur de la poutre.

$$\frac{5500}{25} \leq h \leq \frac{5500}{15} \Rightarrow 220\text{mm} \leq h \leq 367\text{mm}$$

→ On opte pour un **IPE360**.

Tableau 2.9: Caractéristique du profilé IPE 360.

Profilé	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 360	57,1	72,73	360	170	12,7	8
	Caractéristiques					
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	
	16270	1043	1019	14,95	3,79	

2.4.2 Etude de la poutre du plancher terrasse inaccessible :

○ **Phase de construction :**

➤ **Evaluation des charges : [1]**

- Poids propre du profilé IPE360 G_p = 0,571 kN/ml.
- Poids propre du béton frais..... G_b = 2,33 kN/m².
- Poids du bac d'acier HIBOND-55 G_a = 0,15 kN/m².
- Surcharge de construction (ouvrier)..... Q_c = 0,75 kN/m².

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0,17 \times (G_a + G_b) + 1.5 \times 0,17 \times Q$

$q_u = 1,53 \text{ kN/m.}$

ELS : $q_{ser} = G_p + 0,17 \times (G_a + G_b) + 0,17 \times Q$

$q_{ser} = 1,19 \text{ kN/m.}$

• **Réaction des solives sur la poutre :**

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

$$R_s = \frac{q_{ser} \times L_{solive}}{2} \times 2$$

Avec :

$$q_u = 8,54 \text{ kN/m.}$$

$$q_{ser} = 6,17 \text{ kN/m.}$$

$$L_{solive} = 5,5 \text{ m.}$$

$$\rightarrow R_u = 46,97 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_s = 33,935 \text{ kN}$$

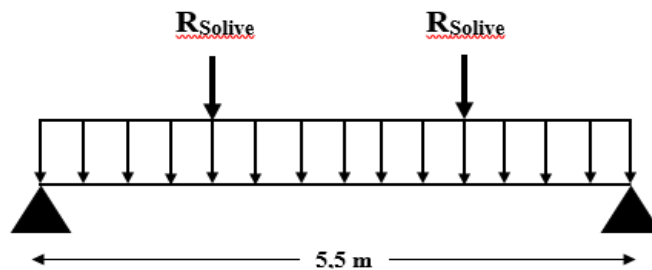


Figure 2 5: Schéma statique de la poutre.

➤ **Vérification :**

○ **Moment fléchissant :**

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

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{R_u L}{3} = \frac{1,53 \times 5,5^2}{8} + \frac{46,97 \times 5,5}{3} = 91,9 \text{ kN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1,1} = 254,75 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} = 91,9 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 254,75 \text{ kN.m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant V_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + R_u = \frac{1,53 \times 5,5}{2} + 46,97 = 51,18 \text{ kN.}$$

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

Avec :

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 7273 - 2 \times 170 \times 12,7 + (8 + 2 \times 18) \times 12,7 = 3513,8 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{3513,8 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 507,17 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 51,18 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 507,17 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$0,5 V_{pl,rd} = 0,5 \times 507,17 = 253,59 \text{ kN}.$$

$$V_{sd} = 51,18 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 253,59 \text{ kN}.$$

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

○ **La rigidité :**

La flèche f_{max} doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{maxi} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s L^4}{EI_y} + \frac{23 R_s L^3}{648 EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1,19 \times 5500^4}{2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} + \frac{23 \times 33,935 \times 5500^3}{648 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4}$$

$$f_{maxi} = 6,26 \text{ mm}.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm}.$$

$$f_{maxi} = 6,26 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Déversement :**

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

○ **Phase de finale :**

➤ **Evaluation des charges : [1]**

- Poids propre du profilé **IPE360** $G_p = 0,571 \text{ kN/ml}$.

- Charge permanente..... $G = 6,51 \text{ kN/m}^2$.

- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0,17 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 0,17 \times Q$

$q_u = 2,52 \text{ kN/m}$.

ELS : $q_{ser} = G_p + 0,17 \times (G_A + G_b) + 0,17 \times Q$

$q_{ser} = 1,85 \text{ kN/m}$.

- **La largeur effective de la dalle :**

$B_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L_0}{8} ; b \right\}$

$B_{eff} = \inf \{ 1,38 ; 1,83 \} = 1,38 \text{ m}$.

- **Réaction des solives sur la poutre :**

$q_u = 19,18 \text{ kN/m}$.

$q_{ser} = 14 \text{ kN/m}$.

$L_{solive} = 5,5 \text{ m}$.

→ $R_u = \frac{19,18 \times 5,5}{2} \times 2 = 105,49 \text{ kN}$

→ $R_s = \frac{14 \times 5,5}{2} \times 2 = 77 \text{ kN}$

- **Position de l'axe neutre :**

$$R_{béton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A$$

$R_{béton} = 0.57 \times 1380 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 1278,225 \text{ kN}$

$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 10^{-3} \times 7273 = 1900,07 \text{ kN}$

$R_{béton} = 1278,225 \text{ kN} < R_{acier} = 1900,07 \text{ kN}$

→ Axe neutre se trouve dans le profilé.

$$R_w = A_{aa} \times 0,95 \times f_y$$

$$A_{aa} = (ha - 2t_f) \times t_w = (360 - 2 \times 12,7) \times 8 = 2676,8 \text{ kN}$$

$$R_w = 2676,8 \times 0,95 \times 275 \times 10^{-3} = 699,314 \text{ kN}$$

$$R_w = 699,314 \text{ kN} < R_{\text{béton}} = 1278,225 \text{ kN}$$

→ Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé.

➤ **Vérification :**

○ **Moment fléchissant :**

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

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{R_u L}{3} = \frac{2,52 \times 5,5^2}{8} + \frac{105,49 \times 5,5}{3} = 202,93 \text{ kN.m.}$$

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \times \frac{h_a}{2} + R_{\text{béton}} \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right) = 1900,07 \times \frac{360}{2} + 1278,225 \left(\frac{65}{2} + 55 \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 453,857 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} = 202,93 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 453,857 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

○ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant V_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + R_u = \frac{2,52 \times 5,5}{2} + 105,49 = 112,42 \text{ kN.}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{3513,8 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 507,17 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 112,42 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 507,17 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

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

$$0,5 V_{pl,rd} = 0,5 \times 507,17 = 253,59 \text{ kN.}$$

$$V_{sd} = 112,42 \text{ kN.} < 0,5 V_{pl,rd} = 253,59 \text{ kN.}$$

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

○ **La rigidité :**

La flèche f_{max} doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max f} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s L^4}{EI_c} + \frac{23 R_s L^3}{648 EI_c}$$

Avec :

$$I_c = A_a \times \frac{(hc+2hp+ha)^2}{4(1+m.v)} + \frac{B_{eff} \times hc^3}{12 m} + I_y$$

Et :

$$m = \frac{E_a}{E_b} \approx 15.$$

$$v = \frac{A_a}{E_b} = \frac{7273}{1380 \times 65} = 0,08.$$

$$I_c = 7273 \times \frac{(65+2 \times 55+360)^2}{4(1+15 \times 0,08)} + \frac{1380 \times 65^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 4 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

$$f_{max f} = \frac{5}{384} \times \frac{1,85 \times 5500^4}{2,1 \times 10^5 \times 4 \times 10^8} + \frac{23 \times 77 \times 10^3 \times 5500^3}{648 \times 2,1 \times 10^5 \times 4 \times 10^8} = 5,67 \text{ mm}.$$

$$f_t = f_{max i} + f_{max f} = 6,26 + 5,67 = 11,93 \text{ mm}.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm}.$$

$$f_t = 11,36 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm}.$$

Condition vérifiée.

○ **Déversement :**

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

2.4.3 Etude de la poutre du plancher étage courant :

○ **Phase de construction :**

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse inaccessible (avec IPE360).

○ **Phase finale :**

➤ **Evaluation des charges : [1]**

- Poids propre du profilé IPE3600 $G_p = 0,571 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G = 5,08 \text{ kN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation.

❖ **Usage chambre ($Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$) :**

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 2,32 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = 1,69 \text{ kN/m}$

• **Réaction des solives sur la poutre :**

$R_u = 93,61 \text{ kN}$

$R_s = 67,65 \text{ kN}$

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.10: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage chambre.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 180,39 \text{ kN.m}$	$V_{sd} = 100 \text{ kN}$	$f_t = 11,26 \text{ mm}$
$M_{plrd} = 453,857 \text{ kN.m}$	$V_{plrd} = 507,17 \text{ kN}$	$f_{adm} = 22 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ **Usage bureau, parking, salon de thé ($Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$) :**

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 2,57 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = 1,86 \text{ kN/m}$

• **Réaction des solives sur la poutre :**

$R_u = 108,74 \text{ kN}$

$R_s = 77,72 \text{ kN}$

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.11 : Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage bureau, parking, salon de thé.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd = 74,74 kN.m	Vsd = 54,36 kN	<i>f</i>_t = 11,6 mm
Mplrd = 137,6 kN.m	Vplrd = 229,22 kN	<i>f</i>_{adm} = 22 mm
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ Usage balcon (Q = 3,5 kN/m²) :

➤ Les combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 2,83$ kN/m.

ELS : $q_{ser} = 2,03$ kN/m.

• Réaction des solives sur la poutre :

$R_u = 123,805$ kN

$R_s = 87,78$ kN

➤ Vérification :

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.11: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage balcon.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd = 237,68 kN.m	Vsd = 131,59 kN	<i>f</i>_t = 12,72 mm
Mplrd = 453,857 kN.m	Vplrd = 507,17 kN	<i>f</i>_{adm} = 22 mm
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ **Usage hall, cuisine (Q = 4 kN/m²) :**

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 2,96$ kN/m.

ELS : $q_{ser} = 2,11$ kN/m.

• **Réaction des solives sur la poutre :**

$R_u = 131,34$ kN

$R_s = 92,84$ Kn

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.12: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage hall et cuisine.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 251,98$ kN.m	$V_{sd} = 139,48$ kN	$f_t = 13,08$ mm
$M_{plrd} = 453,857$ kN.m	$V_{plrd} = 507,17$ kN	$f_{adm} = 22$ mm
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ **Usage commerce (Q = 5 kN/m²) :**

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 3,21$ kN/m.

ELS : $q_{ser} = 2,28$ kN/m.

• **Réaction des solives sur la poutre :**

$R_u = 146,465$ kN

$R_s = 102,905$ kN

➤ **Vérification :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.13: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage commerce.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 280,66 \text{ kN.m}$	$V_{sd} = 155,29 \text{ kN}$	$f_{max} = 13,81 \text{ mm}$
$M_{plrd} = 453,857 \text{ kN.m}$	$V_{plrd} = 507,17 \text{ kN}$	$f_{adm} = 22 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

→ Le profilé **IPE360** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la poutre principale de terrasse et plancher courant un **IPE360**.

2.4.4 Etude des connecteurs : [4]

Type goujons :

- **Hauteur** = 95mm.
- **Diamètre** = 19mm.
- **Détermination de (Résistance au cisaillement)** :

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck}} \times \sqrt{E_c}}{\gamma_v} ; 0,8 \times F_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \right\}$$

Avec :

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton = 25 KN/mm².

E_c : Module de Young de béton = 30,5 KN/m².

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs = 450 N/mm².

γ_v : Coefficient partiel de sécurité = 1,25.

K_t : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac.

$$\alpha = 1 \text{ si : } \frac{h}{d} > 4.$$

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

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

$$\text{Alors : } 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck}} \times \sqrt{E_c}}{\gamma_v} = 73,13 \text{ kN.}$$

$$0,8 \times F_u \times \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} = 81,65 \text{ kN.}$$

Pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive, le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

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

Avec :

N_r : Nombre de goujon par nervure = 1

$h_p = 55 \text{ mm.}$

h_c : hauteur du connecteur = 95 mm.

b_0 : Largeur moyenne de la nervure = 88,5 mm.

$$\text{Donc : } K_t = \frac{0,7}{\sqrt{0,1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82.$$

Alors : $P_{rd} = 0,82 \times \inf \{ 73,13 ; 81,65 \} = 59,97 \text{ kN.}$

- **Effort tranchant repris par les goujons :**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}})$$

$R_L = \inf (1278,225 ; 1900,07) = 1900,07 \text{ kN.}$

- **Nombre de connecteurs (par demi-portée) :**

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$N_{br} = \frac{1900,07}{59,97} = 31,68.$$

→ On prend **32 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **64 connecteurs** sur toute la longueur de la solive.

- **Espacement entre les goujons :**

$$e_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1}$$

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

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

$$e_{max} = 6 h_c = 6 \times 95 = 570 \text{ mm.}$$

$$e_{sp} = \frac{5500}{64-1} = 97,3\text{mm} \Rightarrow 95\text{mm} \leq 97,3\text{mm} \leq 570\text{mm}.$$

→ On prend **64 connecteurs**, avec un espacement de **97,3mm**.

2.5 Etude des poteaux : [1]

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

✓ **Principe de calcul :**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

2.5.1 Pré dimensionnement des poteaux : [1]

La surface reprise par le poteau le plus sollicité est : $S = 30,25 \text{ m}^2$.

➤ **Les charges permanentes :**

○ **Poids des plancher :**

- **Terrasse : $G = 30,25 \times 6,51 = 196,93 \text{ kN}$.**
- **Etage courant : $G = 30,25 \times 5,08 = 153,67 \text{ kN}$.**
 - **Poids des éléments horizontaux :**
- **Poutre principale (IPE360) : $G = 0,571 \times 5,5 = 3,14 \text{ kN}$.**
- **Poutre secondaire (IPE220) : $G = 0,262 \times 5,5 = 1,441 \text{ kN}$.**
- **Solive : $G = 0,262 \times 5,5 \times 4 = 5,764 \text{ kN}$.**

➤ **La charge d'exploitation :**

L'évaluation de la charge d'exploitation est traitée sur le tableau suivant :

Tableau 2.14: Charge d'exploitation cumulée.

Niveau des plancher	Surcharge (Q)	Q _i (kN/m ²)	Σ Surcharge Q	Σ Surcharge (kN/m ²)
terrasse	Q ₀	1	Q ₀	1
7 ^{ème}	Q ₁	4	Q ₀ +Q ₁	5
6 ^{ème}	Q ₂	4	Q ₀ +0,95(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂)	9,55
5 ^{ème}	Q ₃	4	Q ₀ +0,9(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃)	12,7
4 ^{ème}	Q ₄	4	Q ₀ +0,85(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	15,45
3 ^{ème}	Q ₅	4	Q ₀ +0,8(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	17,8
2 ^{ème}	Q ₆	4	Q ₀ +0,75(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)	19,75
1 ^{er}	Q ₇	4	Q ₀ +0,714(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)	21,706
Mezzanine	Q ₈	4	Q ₀ +0,6875(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈)	23,69
RDC	Q ₉	5	Q ₀ +0,667(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉)	26,35
1 ^{er} SS	Q ₁₀	2,5	Q ₀ +0,65(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉ + Q ₁₀)	27,325
2 ^{ème} SS	Q ₁₁	2,5	Q ₀ +0,636(Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉ + Q ₁₀ + Q ₁₁)	27,712

➤ **Exemple de calcul :**

• **Poteau du 7^{ème} étage : HEB100**

$$N_G = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{solive}} = 196,93 + 3,14 + 1,441 + 5,764 = 207,275 \text{ kN.}$$

$$N_Q = Q_{\text{terrasse}} \times S = 1 \times 30,25 = 30,25 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 207,275 + 1,5 \times 30,25 = 325,2 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{1,1}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times 10^3 \times 1,1}{f_y} = \frac{325,2 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 1300,8 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \text{On opte pour un HEB100.}$$

Le pré-dimensionnement des autres poteaux est regroupé dans le tableau ci-dessous

Tableau 2.15: Choix des sections des profilés.

Etage	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _{sd} (KN)	A _{calculé} (mm ²)	A _{choisi} (cm ²)	Profilé
7 ^{ème}	207,275	30,25	325,2	1300,8	26,04	HEB100
6 ^{ème}	371,29	151,25	728,12	2912,48	34,01	HEB120
5 ^{ème}	535,305	288,89	1156	4624	54,25	HEB160
4 ^{ème}	699,32	384,18	1520,352	6081,41	65,26	HEB180
3 ^{ème}	863,335	467,36	1866,54	4766,16	78,08	HEB200
2 ^{ème}	1027,35	538,45	2194,6	8778,4	91,04	HEB220
1 ^{er}	1191,365	597,44	2504,5	10018	106,00	HEB240
Mezzanine	1355,38	656,61	2814,68	11258,72	118,4	HEB260
RDC	1519,4	716,62	3126,12	12504,48	131,4	HEB280
1 ^{er} SS	1683,41	826,58	3512,47	14049,88	149,1	HEB300
2 ^{ème} SS	1847,425	838,288	3751,46	15004	161,3	HEB320

2.5.2 Vérification des poteaux au flambement : [1]

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} < N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1.$$

$$\gamma_{m1} = 1,1.$$

- Poteau du 7^{ème} étage : HEB100

On suppose que les poteaux sont articulés dans les deux sens, donc $L_f = L_0$.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3230}{41,6} = 77,64.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3230}{28,3} = 127,67.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}, \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\} \text{ avec } \lambda_1 = 93,91 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{f_y}} = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{275}} = 0,92.$$

Alors $\lambda_1 = 86,81$.

$$\bar{\lambda} = \max \{ 0,89, 1,47 \} = 1,47 \quad \rightarrow \text{Flambement autour de l'axe Z-Z.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{100} = 1.$$

$$t_f = 10. \quad \rightarrow \text{courbe de flambement C.}$$

$$\alpha = 0,49.$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5[1 + 0,49(1,47 - 0,2) + 1,47^2] = 1,89.$$

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,89 + \sqrt{1,89^2 - 1,47^2}} = 0,33.$$

$$N_{b,rd} = \frac{0,33 \times 1 \times 2604 \times 275}{1,1} = 214,83 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} = 325,2 \text{ kN} > N_{b,rd} = 214,83 \text{ kN.} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

→ On doit augmenter la section du profilé, on opte pour un **HEB120**.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3230}{50,4} = 64,09.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3230}{30,6} = 105,56.$$

$$\bar{\lambda} = 1,22.$$

$$\frac{h}{d} = \frac{120}{120} = 1.$$

$$t_f = 11. \quad \rightarrow \text{courbe de flambement C.}$$

$$\alpha = 0,49.$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(1,22 - 0,2) + 1,22^2] = 1,49$$

$$x = \frac{1}{1,49 + \sqrt{1,49^2 - 1,22^2}} = 0,42.$$

$$N_{b,rd} = \frac{0,42 \times 1 \times 3401 \times 275}{1,1} = 362,41 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} = 325,2 \text{ kN} < N_{b,rd} = 362,41 \text{ kN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les choix finaux des sections sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.16: Choix final des sections des profilés.

Etage	Profilé
7^{ème}	HEB120
6^{ème}	HEB160
5^{ème}	HEB200
4^{ème}	HEB220
3^{ème}	HEB240
2^{ème}	HEB260
1^{er}	HEB280
Mezzanine	HEB300
RDC	HEB320
1^{er} SS	HEB340
2^{ème} SS	HEB360

Chapitre 3 :

Etude des

éléments

secondaires

3.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitation, cependant ils doivent reprendre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

3.2 Etude des escaliers :

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle le giron (**g**) et la hauteur des marches une contre marche (**h**), il se compose de plusieurs éléments :

- **Palier** : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Palier intermédiaire** : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- **Volée** : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Marches** : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

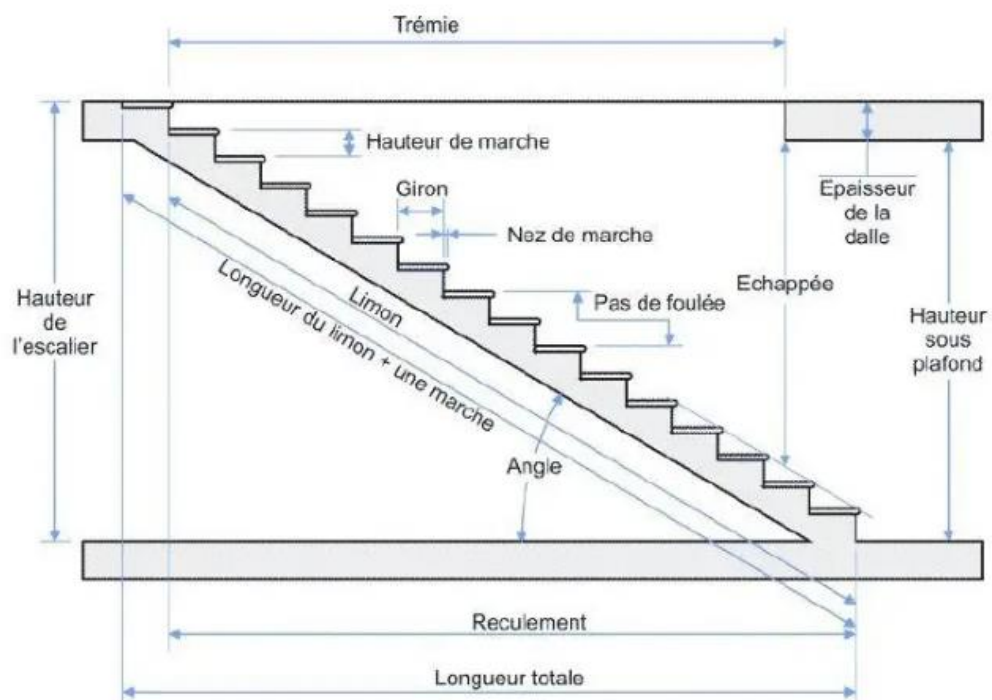


Figure 3.1 : Les éléments constituant l'escalier.

3.2.1 Choix des dimensions :

D'après la loi de **BLONDEL** et pour garantir un confort d'escalier optimal on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$16.5 \text{ cm} \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$$

$$27 \text{ cm} \leq H \leq 30 \text{ cm}$$

$$60 \leq 2H + G \leq 64$$

Avec :

H : hauteur de la marche → **H** = 17cm.

G (giron) : Largeur de la marche → **G** = 30cm.

$$\text{Donc : } 60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \rightarrow 60 \leq 64 \leq 64$$

Condition vérifiée.

$$\text{D'où } N \text{ (nombre de marches)} = \frac{h}{H}$$

Avec :

h : hauteur d'étage = 3.23m.

$$N = \frac{323}{17} = 19.$$

→ On opte pour **19 marches** par niveaux

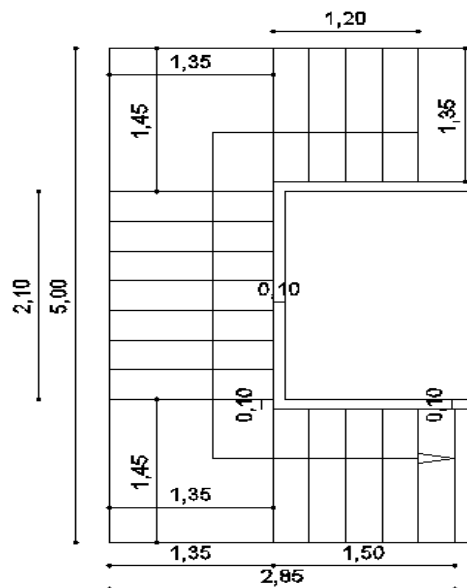


Figure 3.2: Vue en plan des escaliers.

- **Calcul d'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tang } \alpha = \frac{3,23/3}{2,1} = 0,541 \rightarrow \alpha = 28,41^\circ.$$

- **Calcul de la longueur de la paillasse :**

$$L : \sqrt{(1,08)^2 + (2,1)^2} = 2,36\text{m.}$$

La figure ci-dessous montre les dispositions et les dimensions des différents éléments constituant les escaliers :

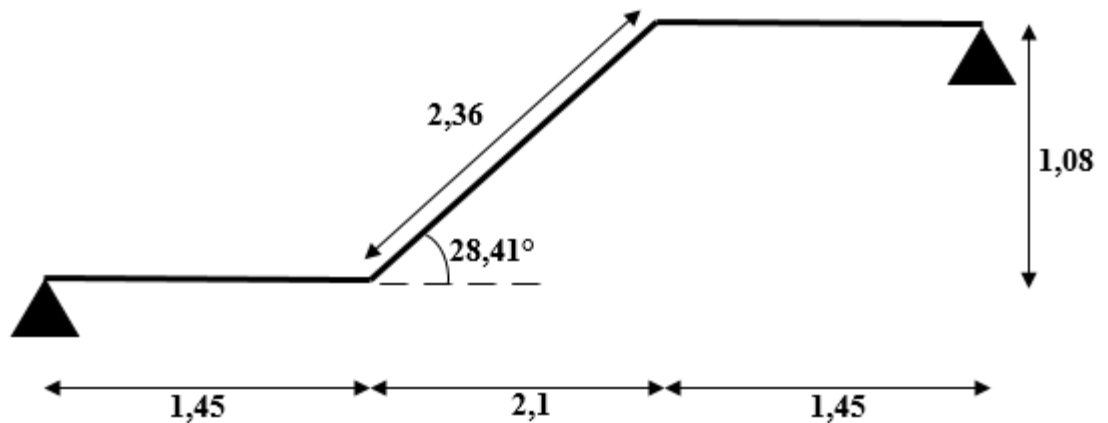


Figure 3.3: Schéma illustrant des escaliers.

3.2.2 **Dimensionnement des limons :**

3.2.2.1 **Evaluation des charges : [3]**

➤ **Charge permanente :**

Tableau 3.1: Charge permanente sur la paillasse.

Matériaux	f (kn/m ³)	ep (m)	G(kN/m ²)
• Tôle striée	78,5	0,05	0,47
• Béton	25	0,07	1,75
• Chappe	/	/	0,4
• Grés cérame	/	/	0,28
• Garde-corps	/	/	1
Total			3,9

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{escalier}} = 2,5 \text{ kN/m}^2.$$

○ **Charges revenant au limon :**

$$G_1 = 3,9 \times \frac{1,35}{2} + 1 = 3,633 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = 3,9 \times \frac{1,35}{2} = 2,633 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2,5 \times \frac{1,35}{2} = 1,69 \text{ kN/m}.$$

$$q_{s1} = 3,633 + 1,69 = 5,323 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = 2,633 + 1,69 = 4,323 \text{ kN/m}$$

→ Pour être en sécurité et afin de simplifier nos calculs on prendra :

$$q_{\text{eq}} = \max (q_{s1} ; q_{s2}) \rightarrow q_{\text{eq}} = 5,323 \text{ kN/m}$$

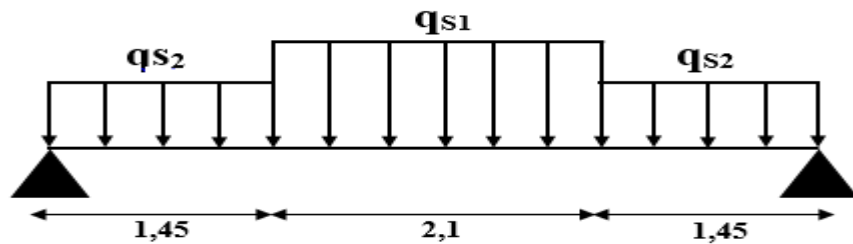


Figure 3.4: Schéma statique des charges.

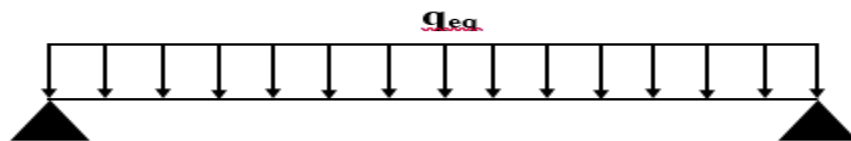


Figure 3.5: Schéma statique de la charge équivalente.

3.2.2.2 Dimensionnement par la condition de la flèche :

$$L = 5\text{m}.$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 5,323 \times 5000^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 1031,4 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour un **UPN200**.

➤ **Les combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times (G_p + G) + 1.5 \times Q$$

$$q_u = 9,357 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_p + G + q_{eq}$$

$$q_{ser} = 9,476 \text{ Kn/m}$$

3.2.2.3 Vérification :

○ **Moment fléchissant :**

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{9,357 \times 5^2}{8} = 29,24 \text{ kN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{228 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1,1} = 57 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} = 29,24 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 57 \text{ kN.m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant V_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{9,357 \times 5}{2} = 23,39 \text{ kN.}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{17,71 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 297,62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 23,39 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 297,62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **La rigidité :**

La flèche f_{max} doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s L^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{9,476 \times 5000^4}{2,1 \times 10^5 \times 1910 \times 10^4} = 19,23 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm.}$$

$$f_{max} = 19,23 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.3 Dimensionnement de la cornière de marche :

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où $I_y = 2I_y$ Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation. On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

➤ Les charges :

$$G_{\text{marche}} = 3,9 \times \frac{0,3}{2} = 0,585 \text{ kN/m.}$$

$$Q_{\text{marche}} = 2,5 \times \frac{0,3}{2} = 0,375 \text{ kN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G_{\text{marche}} + Q_{\text{marche}}$$

$$q_{\text{ser}} = 0,9 \text{ kN/m}$$

• Condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 \times 0,96 \times 1350^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 3,66 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière à aile égale **L40×40×4**.

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times (G_{\text{marche}} + G_{L40}) + 1,5 \times Q_{\text{marche}}$$

$$q_u = 1,385 \text{ kN/m}$$

3.2.3.1 Vérification :

○ Moment fléchissant :

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{1,385 \times 1,35^2}{8} = 0,315 \text{ kN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1,55 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,3875 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} = 0,315 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 0,3875 \text{ kN.m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ Effort tranchant :

L'effort tranchant V_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$V_{sd} = \frac{qu L}{2} = \frac{1,385 \times 1,35}{2} = 0,935 \text{ kN.}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} = \frac{0,935 \times 3200 \times 10^3}{4 \times 4,47 \times 10^4} = 16,734 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 185,77 \text{ kN}$$

$$\tau = 16,734 \text{ kN} < \bar{\tau} = 185,77 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

3.2.4 Dimensionnement de la poutre palière :

○ **Les charges :**

$$G_{cloisons} = 1,61 \text{ kN/ml.}$$

$$G = 3,9 \times \frac{5}{2} = 9,75 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 2,5 \times \frac{5}{2} = 6,25 \text{ kN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + G_{cloisons} + Q$$

$$q_{ser} = 17,61 \text{ kN/m}$$

○ **Condition de la flèche :**

$$I_y \geq \frac{5 \times 17,61 \times 5000^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 3412,16 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \text{On opte pour un IPE240.}$$

$$\text{ELU : } qu = 1,35 \times (G + G_{cloisons} + G_{IPE240}) + 1,5 \times Q$$

$$qu = 25,154 \text{ kN/m}$$

3.2.4.1 Vérification :

○ **Moment fléchissant :**

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{qu L^2}{8} = \frac{25,154 \times 52}{8} = 78,61 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366,6 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1,1} = 91,65 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} = 78,61 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 91,65 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

○ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant V_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{qu L}{2} = \frac{25,154 \times 5}{2} = 62,885 \text{ kN.}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1914,76 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 276,31 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 62,885 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 276,31 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.3 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

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

3.3.1 Evaluation de charge : [3]

➤ Charge permanente :

Le poids du garde-corps a été estimé, donc pour **1m** le poids est comme suit :

$$G = 2,29 \text{ kN/m.}$$

➤ Charge d'exploitation :

L'effet de la main courante est de :

$$Q = 1 \text{ kN/m.}$$

➤ Charge sismique :

D'après **RPA 99** version **2003**, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_P \times W_P \quad (6-3)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération (**tableau 4.1**) = 0,25.

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**tableau 6.1**) = 0,8.

W : Poids de l'élément considéré = 2,29 kN/m.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ kN/m.}$$

$$Q_h = \max (1,5Q ; F_p)$$

$$Q_h = \max (1,5 ; 1,832) = 1,832 \text{ kN/m.}$$

→ Pour une bande de **1m** de largeur : **G**=2,29 kN/m et **Q_h**=1,832 kN/m.

3.3.2 Calcul des sollicitations :

➤ **ELU :**

- $N_u = 1,35G$
- $M_u = 1,5 Q_h \times h$
- $T_u = 1,5 F_p$

➤ **ELS :**

- $N_s = G$
- $M_s = Q_h \times h$
- $T_s = F_p$

Les résultats des sollicitations sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.2: Résultats des sollicitations.

Les efforts	ELU	ELS
Effort normal (kN/m)	3,0915	2,29
Moment flechissant (kN/m)	1,649	1,099
Effort tranchant (kN/m)	2,748	1,832

3.3.3 Ferraillage de l'acrotère :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de **100 × 10 cm²**.

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

- Armatures principales :
- Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,649 + 3,095 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,74 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple : (**Annexe 2**)

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,74 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,16} = 0,015 < 0,371$$

→ $A_s' = 0$, donc on a des armatures tendues seulement.

Les résultats de calcul de ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.3: Résultats de ferraillage.

α	Z (mm)	σ_s (MPa)	A_{sf} (mm ²)
0,025	89,1	434,78	73,31

Donc :

$$A_{s1} = A_{s'} = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = A_{sf} = 0,7331 \text{ cm}^2.$$

○ **Vérification du ferrailage de l'acrotère :**

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

$$A_s^{\min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{ft_{28}}{f_e} \right) = \max (1 ; 0,8694) = 1\text{cm}^2.$$

→ On opte finalement pour **4T6** = 1,13cm².

Avec un espacement : $\frac{100-4}{4} = 24\text{cm}$.

○ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$A_r > 0,42 \text{ cm}^2$

→ On opte finalement pour **4T6** avec un espacement de $\frac{60-4}{4} = 14 \text{ cm}$.

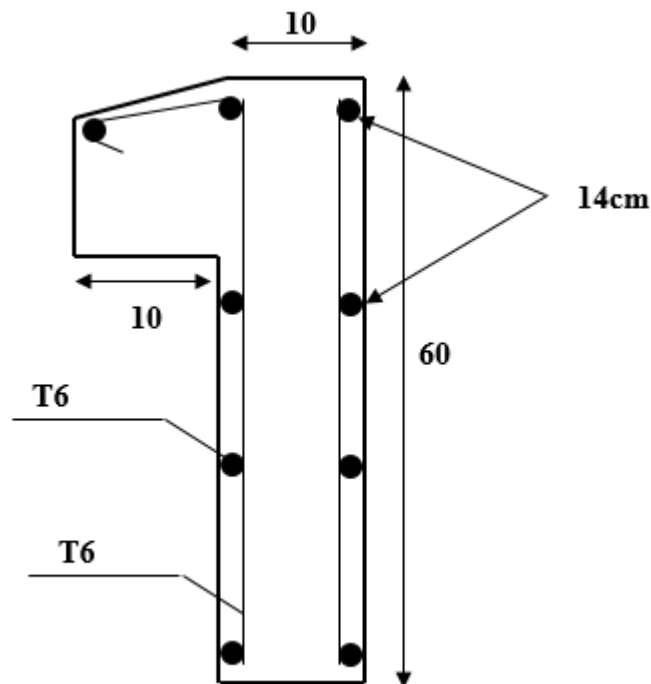


Figure 3.6: Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre 4 :

Etude

climatique

3.1 Introduction :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties.

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**RNV2013**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

❖ Domaine d'application de RNV :

Ça règlement s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à **200m**:

- L'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, lieu de culte, et autres ouvrages)
- Les cheminées et ouvrages assimilables.
- Les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silo, et autres)
- Les structures verticales et horizontales en treilles (pylônes, grues, échafaudage, passerelles, et autres)
- Les panneaux de signalisation, murs de clôtures et drapeaux.

❖ Principes de DTR RNV (version2013) :

- Le règlement impose d'étudier le vent toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

3.2 L'effet de la neige : [2]

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour la vérification des éléments de la structure.

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en kN/ m².

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

Sk : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en kN/m².

Notre construction se situe dans la commune de CHENOUA – Wilaya de TIPAZA qui correspond à la zone **B** selon les classifications de [2].

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

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

D'après les images satellite fournis par « Google Map » l'altitude **H = 230 m**, donc :

$$S_k = \frac{0.04 * 230 + 10}{100}$$

$$S_k = 0,192 \text{ kN/m}^2$$

Notre bâtiment est construit d'une toiture plate → ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$), et d'après le tableau des coefficients de forme des toitures (**RNV99 art 6-2**) → **μ= 0,8**.

On suppose que la neige est sur toute la toiture, alors :

$$S = 0,8 \times 0,192$$

$$S = 0,1536 \text{ kN/m}^2$$

→ On conclut que la charge de la neige est trop petite, donc on va la négliger.

3.3 L'effet du vent : [2]

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de la structure. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation.

- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

- **Dimensions de l'ouvrage :**

Les dimensions de la structure sont :

Hauteur : **h** = 34m.

Longueur : **l** = 36,45m.

Largeur : **b** = 33,4m.

- ✓ **Hypothèses de calcul :**

On suppose que notre structure est de forme régulière (le vent souffle dans les deux directions).

Selon le règlement **RNV 2013**, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage. Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

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

3.3.1 **Données relatives au site :** [2]

- **Catégorie du terrain :**

Tableau 4.1: Catégorie du terrain.

Catégorie de terrain	Kt	Ze (m)	Zmin (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38

- **Zone du vent :**

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger, donc on est dans la zone **I** du vent. (ANNEXE.1. [1]).

Tableau 4.2: Valeur de la pression dynamique de référence.

Zone	q _{réf} (N/m ²)
I	375

- **Coefficient topographique :**

Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0,05$.

3.3.2 Pression dynamique de pointe : [2]

La pression dynamique de pointe **qp(ze)** à la hauteur de référence ze est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \text{ [N/ m}^2\text{]}.$$

Avec :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2.$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

3.3.3 Le coefficient d'exposition au vent C_e(Z_e) : [2]

Le coefficient d'exposition au vent **C_e(ze)** tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_e(z_e) = C_t^2 \times C_r^2 \times (1 + 7I_v(z)).$$

Avec :

C_t : Coefficient topographique.

C_r : Coefficient de rugosité.

Z : Hauteur considérée.

I_v(z) : Intensité de la turbulence.

3.3.4 Le coefficient de rugosité : [2]

Le coefficient de rugosité **C_r(z)** traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{si } Z_{min} \leq z \leq 200m.$$

$$C_r = K_t \times \ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \quad \text{si} \quad Z \leq Z_{min}.$$

Avec :

K_t : Facteur du terrain.

Z₀(m) : Paramètre de rugosité.

Z_{min}(m) : Hauteur minimale.

3.3.5 Intensité de turbulence : [2]

L'intensité de la turbulence est donnée par l'équation :

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

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

➤ Calcul de la pression dynamique de pointe q_p : [2]

○ Direction du vent V1 :

h = 34m.

b = 33,4m.

→ Cas : **b < h < 2b**

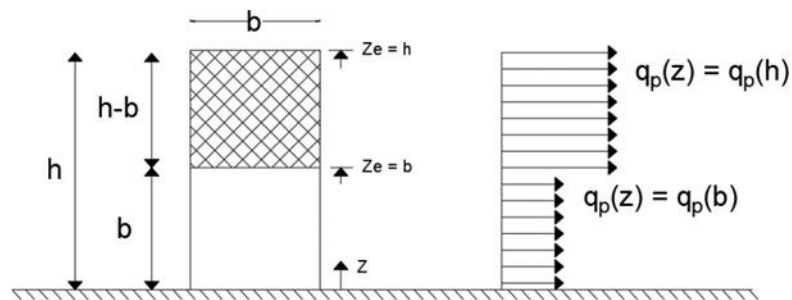


Figure 4.1: Hauteur de référence Z_e (Direction V1).

Les Valeurs de la pression dynamique de pointe de la direction **V1** sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.3: Valeurs de la pression dynamique de pointe (Direction V1).

Hauteur	Z = Ze	Cr	Ct	Iv	Ce	qp (ze) (N/m ²)
0 à 33,4	33,4	1,453	1	0,1073	3,697	1386,375
33,4 à 34	34	1,456	1	0,1071	3,709	1390,875

○ **Direction du vent V2 :**

h = 34m.

b = 36,45m.

→ Cas : **h < b**

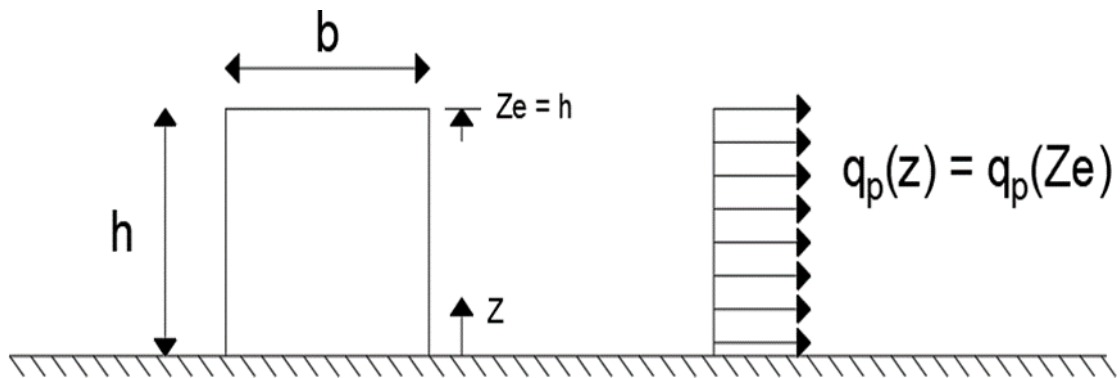


Figure 4.2: Hauteur de référence Ze (Direction V2).

Les Valeurs de la pression dynamique de pointe de la direction **V2** sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau 4.4: Valeurs de la pression dynamique de pointe (Direction V2).

Hauteur	Z = Ze	Cr	Ct	Iv	Ce	qp (ze) (N/m ²)
0 à 34	34	1,456	1	0,1071	3,709	1390,875

3.3.6 Calcul de la pression due au vent : [2]

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

$$W(z) = qp(z) \times [Cpe - Cpi] \text{ [N/m}^2\text{].}$$

Avec :

Cpe : coefficient de pression extérieure.

Cpi : Coefficient de pression intérieure.

3.3.7 Calcul du coefficient de pression extérieure Cpe : [2]

On détermine le coefficient de pression extérieure à partir des conditions suivantes :

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

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

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

○ Direction du vent V1 :

$$h = 34\text{m.}$$

$$b = 33,4\text{m.}$$

$$d = 36,45\text{m.}$$

$$e = \min(b ; 2H) = \min(33,4 ; 68) = 33,4\text{m}$$

→ Cas : $e < d$

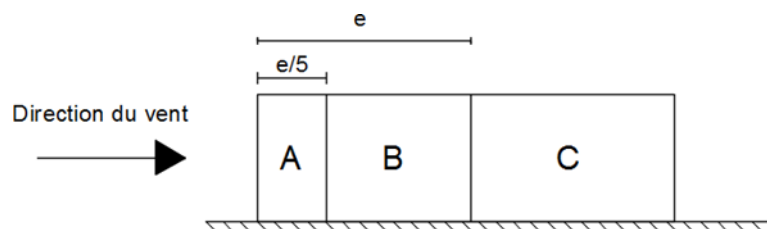


Figure 4.3: Représentation des parois verticales (Direction V1).

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.5: Surface des zones des parois verticales (Direction V1).

Zone	A	B	C	D	E
H(m)	34	34	34	34	34
l(m)	6,68	26,72	3,05	33,4	33,4
S(m²)	227,12	908,48	103,7	1153,6	1153,6
Cpe	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

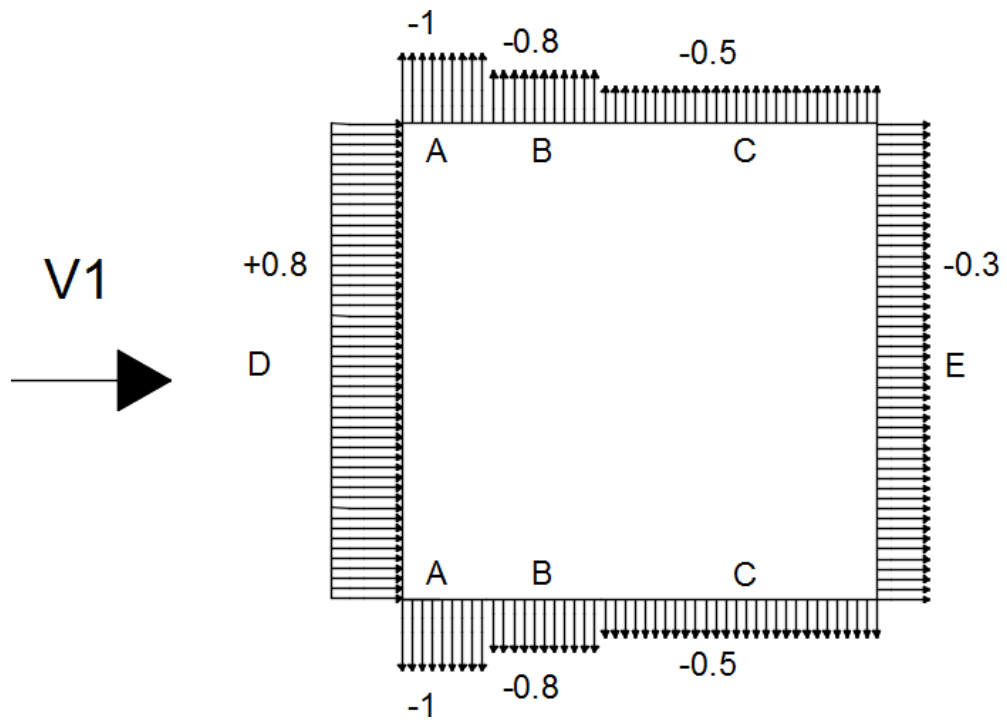


Figure 4.4: Valeurs des Cpe pour les parois verticales (Direction V1).

○ **Direction du vent V2 :**

h = 34m.

b = 36,45m.

d = 33.4m.

e = $\min (b ; 2H) = \min (36,45; 68) = 36,45\text{m}$

→ **Cas : e > d**

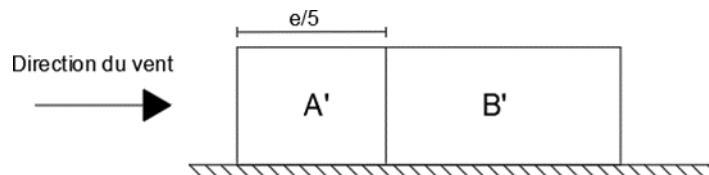


Figure 4.5: Représentation des parois verticales (Direction V2).

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.6: Surface des zones des parois verticales (Direction V2).

Zone	A'	B'	D	E
H(m)	34	34	34	34
l(m)	7,29	26,11	36,45	36,45
S(m ²)	247,86	887,74	1239,3	1239,3
Cpe	-1	-0,8	+0,8	-0,3

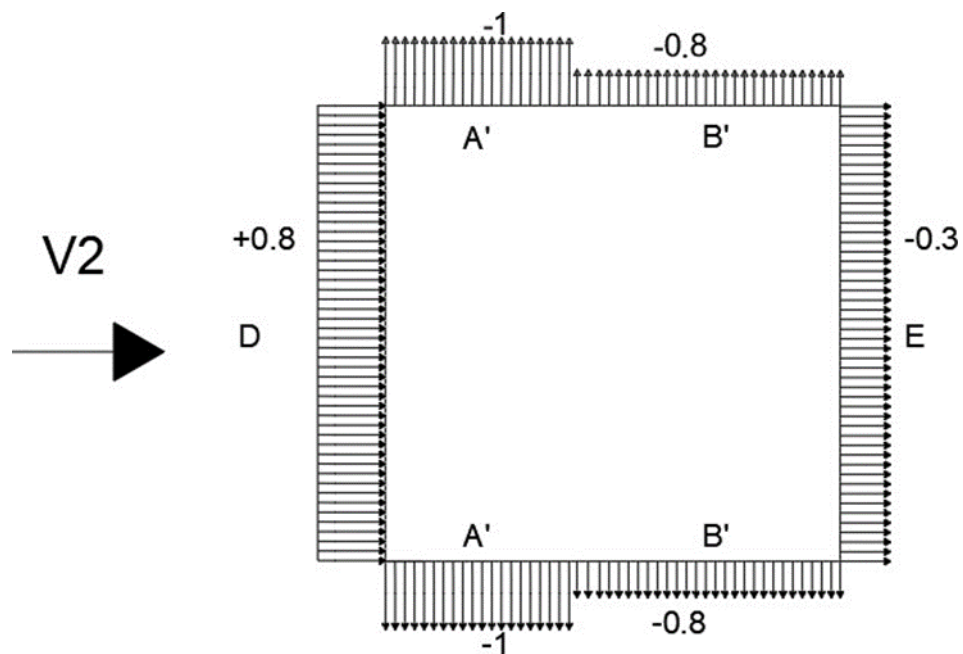


Figure 4.6: Valeurs des Cpe pour les parois verticales (Direction V2).

3.3.8 Calcul du coefficient de pression intérieure Cpi : [2]

Le coefficient de pression **Cpi** est calculé en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et le rapport $\frac{h}{d}$.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Surface des ouverture ou le } Cpe \leq 0}{\sum \text{Surface de toutes les ouvertures}}$$

○ Direction du vent V1 :

h = 34m.

d = 36.45m.

$$\frac{h}{d} = \frac{34}{36,45} = 0,993 \rightarrow 0,25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$$

$$\mu_p = \frac{535,229}{594,729} = 0,9.$$

Par interpolation $\rightarrow C_{pi} = -0,45$.

○ **Direction du vent V2 :**

$$h = 34\text{m.}$$

$$d = 33,4\text{m.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{34}{33,4} = 1,018 \rightarrow 1 \leq \frac{h}{d}$$

$$\mu_p = \frac{360,72}{594,729} = 0,607.$$

Projection sur le graphe $\rightarrow C_{pi} = -0,05$.

○ **Direction du vent V1 :**

Les valeurs de la pression dynamique pour la paroi verticale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.7: Valeurs de la pression W(N/m2) pour la paroi verticale (direction V1).

Zone	qp (N/m2)	Surface(m2)	Cpe	Cpi	W(N/m2)
A	1390,875	227,12	-1	-0,45	-764,98
B	1390,875	90 :8,48	-0,8	-0,45	-486,81
C	1390,875	103,7	-0,5	-0,45	-69,54
D	1390,875	1153,6	+0,8	-0,45	1738,59
E	1390,875	1153,6	-0,3	-0,45	208,63

○ **Direction du vent V2 :**

Les valeurs de la pression dynamique pour la paroi verticale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.8: Valeurs de la pression W(N/m2) pour la paroi verticale (direction V2).

Zone	qp (N/m2)	Surface(m2)	Cpe	Cpi	W(N/m2)
A'	1390,875	247,86	-1	-0,05	-1321,33
B'	1390,875	887,74	-0,8	-0,05	-1043,16
D	1390,875	1239,3	+0,8	-0,05	1182,24
E	1390,875	1239,3	-0,3	-0,05	-347,72

3.3.9 Calcul de la force de frottement :

D'après [2], les effets du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à quatre fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent.

$$S_1 + S_2 \leq 4 S_3$$

$$S_1 = S_2 = 1135,6\text{m}^2.$$

$$S_3 = 1239,3\text{m}^2.$$

$$1135,6 + 1135,6 = 2271,2\text{m}^2 < 4 \times 1239,3 = 4957,2\text{m}^2$$

→ La condition est vérifiée, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent.

3.4 Conclusion :

Vu que la condition exigée par [2] a été satisfaite, donc on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent, alors on passe à l'étude sismique.

Chapitre 5 :

Etude dynamique

5.1 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 sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien **RPA99**/version **2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 20** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

✓ Objectif de l'étude sismique :

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

5.2 Modélisation de la structure :

○ Modélisation de la rigidité :

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède **6** degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau **i**).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau **i** et niveau **i+1**).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (**6DDL** bloqués)

○ Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation (**G+βQ**) imposée par le **RPA99** version **2003** avec (**β=0,3**) pour un bâtiment à usage multiple.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir **25kN/m³**.

5.2.1 Classification selon RPA99v2003 :

Pour notre cas, et d'après la classification du **RPA**, la wilaya de TIPAZA est classée comme une zone de forte sismicité (**ZONE III**). Notre ouvrage est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne Groupe **2**, « Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas **48m** ».

✓ **Méthode de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - 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 [7], la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas, car la structure se trouve en zone **III** et dépasse la hauteur de **17m** alors nous avons choisi d'utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

5.2.2 La méthode modale spectrale :

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 accélérographes 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 :

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

Avec :

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**).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**) RPA99/V2003.

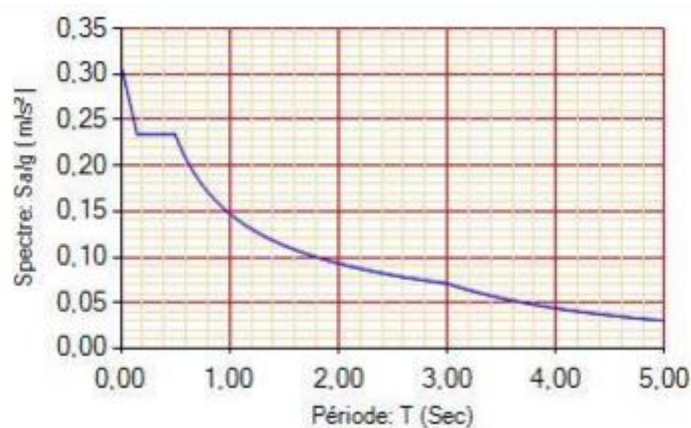


Figure 5.1: Spectre de réponse.

5.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul : [7]

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 « **Vt** » 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 **Vt < 0,8V**, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

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

5.2.3.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : [7]

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

➤ **A : coefficient d'accélération de zone.**

- Zone sismique **III**
- Groupe d'usage **2**

→ **A = 0,25.**

➤ **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**).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site (tableau 4.7) [7].

• Catégorie du site : **S3** Site meuble

→ **T1** = 0,15s.

→ **T2** = 0,5s.

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

Avec :

ξ =5% (Portique en acier dense)

→ η =1 (Tableau 4.2) [7].

➤ **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 [7] sont :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

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 = 34m.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

- **D_x** = 36,45m.
- **D_y** = 33,4m.

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,7s$$

- **Suivant x-x** : $T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,51s.$
- **Suivant y-y** : $T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,53s.$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}} \\ 1,3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

➤ **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) [7].

→ **R** = 4 (Mixte Portique / palée triangulées en V).

➤ **Q : Facteur de qualité.**

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma Pq$$

Pq : 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) [7].

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.1: Valeurs du facteur de qualité.

Condition	Suivant x-x	Suivant y-y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle des qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
Σ	0	0,05

→ $Q_x = 1$.

→ $Q_y = 1,05$.

5.2.4 Résultat de l'analyse sismique :

Cette analyse nous permet de de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties en tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres. On a choisi deux modèles qui convient plus à notre structure réelle.

5.2.5 Modèle initial :

Pour le premier modèle on a voulu voir le comportement de notre structure sans contreventement.

Les dimensions des éléments utilisé sont :

- Poutre principale : **IPE360**
- Poutre secondaire : **IPE220**
- Solive : **IPE220**
- Poteaux : **HEB320** (RDC-Mezzanine-1^{er} étage) ; **HEB260** (2^{eme}-3^{eme}-4^{eme} étages) ; **HEB200** (5^{eme}-6^{eme}-7^{eme} étages).

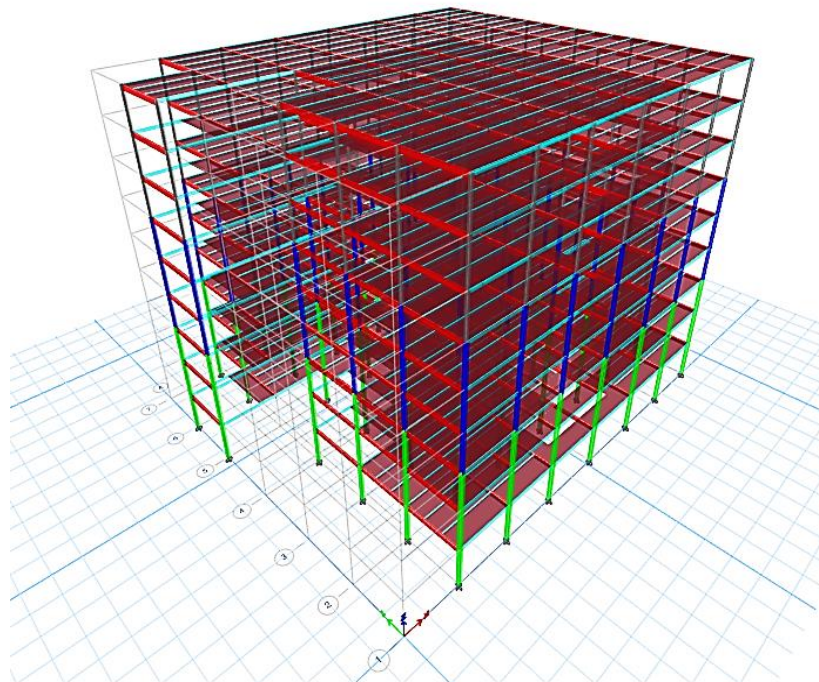
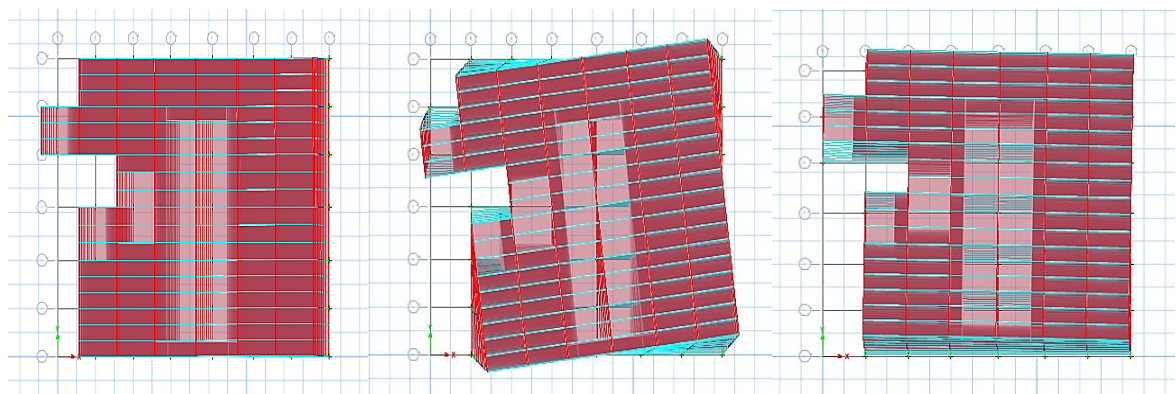


Figure 5.2: Modèle initial « Vue en 3D ».

5.2.5.1 Caractéristique dynamique propre du modèle initial :

Tableau 5.1: Participation massique du modèle initial.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	4,014	0,7936	0	0	0,7936	0	0	0	0,2088	0
Modal	2	2,244	0	0,0096	0	0,7936	0,0096	0	0,0028	0,0001	0,7589
Modal	3	1,941	1,044E-06	0,7631	0	0,7936	0,7727	0	0,2277	5,419E-06	0,0134
Modal	4	1,383	0,1026	2,288E-06	0	0,8962	0,7727	0	6,151E-07	0,4688	8,406E-06
Modal	5	0,821	0,0001	0,0008	0	0,8963	0,7735	0	0,0003	0,0001	0,1073
Modal	6	0,758	0,0387	1,412E-05	0	0,935	0,7735	0	3,61E-05	0,1018	0,0001
Modal	7	0,705	1,907E-06	0,1134	0	0,935	0,8869	0	0,4212	4,494E-06	0,0005
Modal	8	0,51	0,0188	7,269E-07	0	0,9537	0,8869	0	0	0,0727	0,0001
Modal	9	0,462	3,023E-05	0,0005	0	0,9537	0,8874	0	0,0005	0,0001	0,0414
Modal	10	0,393	0	0,0404	0	0,9537	0,9278	0	0,1075	9,578E-07	0,0003
Modal	11	0,364	0,0153	2,625E-06	0	0,969	0,9278	0	4,836E-06	0,0423	3,032E-05
Modal	12	0,325	2,537E-06	0,001	0	0,969	0,9288	0	0,0023	8,852E-06	0,0186



Mode 1

Mode 2

Mode 3

Figure 5.3: La déformée pour les modes du modèle initial.

○ **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale **T= 4,079s.**
- **1^{er} mode :** est un mode de translation suivant **x-x.**
- **2^{ème} mode :** est un mode de torsion.
- **3^{ème} mode :** est un mode de translation suivant **y-y.**
- La participation massique atteint les **90%** dans le **6^{ème}** mode suivant le sens (**x-x**), et le **10^{ème}** mode suivant le sens (**y-y**)

○ **Interprétation :**

- Avec une période de **4,079s** la structure est trop souple.
- Nous devons proposer une disposition des contreventements pour éviter les modes de torsion.

5.2.6 Modèle final :

Pour ce modèle on a changé les sections des poteaux et on a proposé une disposition des contreventements afin d'éviter les modes de torsion et aussi pour diminuer la période.

Les dimensions des éléments utilisés sont :

- Poutre principale : **IPE360**
- Poutre secondaire : **IPE220**
- Solive : **IPE220**
- Poteaux : **HEB450** (RDC-Mezzanine-1^{er} étage) ; **HEB400** (2^{eme}-3^{eme}-4^{eme} étages) ; **HEB360** (5^{eme}-6^{eme}-7^{eme} étages).

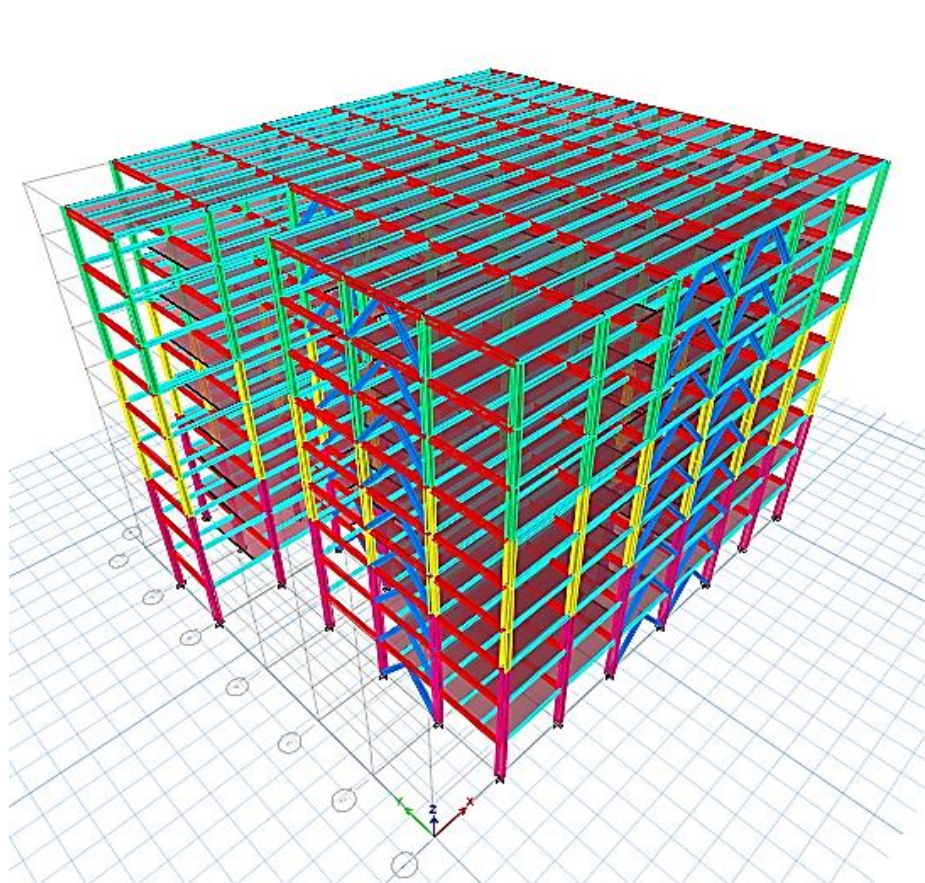


Figure 5.4: Modèle final « Vue en 3D ».

5.2.6.1 Caractéristique dynamique propre du modèle final :

Tableau 5.2: Participation massique du modèle final.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	1,012	0,6943	0,0001	0	0,6943	0,0001
Modal	2	0,983	0,0002	0,7097	0	0,6945	0,7099
Modal	3	0,68	0,0003	0,001	0	0,6948	0,7109
Modal	4	0,266	0,0003	0,1824	0	0,695	0,8933
Modal	5	0,26	0,2193	0,0002	0	0,9144	0,8936
Modal	6	0,215	8,333E-06	0,002	0	0,9144	0,8956
Modal	7	0,177	0,0002	0,0004	0	0,9145	0,8959
Modal	8	0,137	0	0,0001	0	0,9145	0,896
Modal	9	0,129	3,589E-05	0,0545	0	0,9146	0,9506
Modal	10	0,125	0,0488	4,537E-05	0	0,9633	0,9506
Modal	11	0,097	9,79E-07	0,0004	0	0,9633	0,951
Modal	12	0,086	1,762E-05	0,0004	0	0,9634	0,9514

○ **Constatations :**

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- Une période fondamentale **T= 1,01s**.
- **1^{er} mode** : est un mode de translation suivant **x-x**.
- **2^{ème} mode** : est un mode de translation suivant **y-y**.
- **3^{ème} mode** : est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème} mode**.

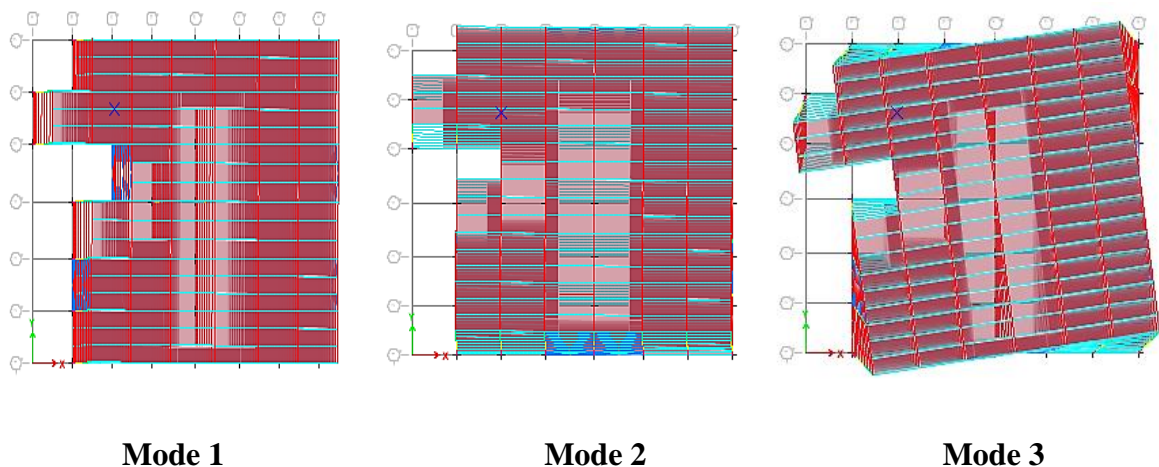


Figure 5.5: La déformée pour les modes du modèle final.

5.2.6.2 Choix de la période fondamentale de la structure :

- Sens x-x : $T_{Analytique} = 1,01s > 1,3 T_{Empirique} = 1,3 \times 0,51 = 0,663s$.

→ Alors la période adoptée est $T = 1,3 T_{Empirique} = 0,663s$.

- Sens y-y : $T_{Analytique} = 1,01s > 1,3 T_{Empirique} = 1,3 \times 0,53 = 0,689s$.

→ Alors la période adoptée est $T = 1,3 T_{Empirique} = 0,689s$.

5.2.6.3 Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

- Sens x-x : $T_2 \leq T \leq 3.0s \rightarrow D_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,663} \right)^{2/3} = 2,07$.
- Sens y-y : $T_2 \leq T \leq 3.0s \rightarrow D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,689} \right)^{2/3} = 2,01$.

5.2.6.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Il faut que :

$$V_{dyn} > 0,8V_{stat}$$

Avec :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

D'après ETABS on obtient :

- $W = 44477,37$ kN.
- $V_{dyn}^x = 5404,70$ kN.
- $V_{dyn}^y = 5431,73$ kN.

$$V_{stat}^x = \frac{0,25 \times 2,07 \times 1,1}{4} \times 44477,37 = 6329,69 \text{ kN.}$$

$$V_{stat}^y = \frac{0,25 \times 2,01 \times 1,1}{4} \times 44477,37 = 6146,22 \text{ kN.}$$

$$0,8V_{stat}^x = 5063,75 \text{ kN} > V_{dyn}^x = 5404,70 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

$$0,8V_{stat}^y = 4916,97 \text{ kN} > V_{dyn}^y = 5431,73 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

5.2.6.5 Vérification des déplacement inter étage :

Selon le RPA99 version 2003, il faut vérifier la condition suivante :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01he.$$

Où : **he** = la hauteur d'étage.

Tableau 5.3: Vérifications des déplacements inter étage suivant l'axe x-x pour le modèle final.

Niveau	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δk (cm)	1%he (cm)	r (%)	Observation
7 ^{ème}	5,43	4	21,72	2,96	3,23	92%	Vérifiée
6 ^{ème}	4,69		18,76	3,04	3,23	94%	Vérifiée
5 ^{ème}	3,93		15,72	3,04	3,23	94%	Vérifiée
4 ^{ème}	3,17		12,68	2,92	3,23	90%	Vérifiée
3 ^{ème}	2,44		9,76	2,72	3,23	84%	Vérifiée
2 ^{ème}	1,76		7,04	2,4	3,23	74%	Vérifiée
1 ^{ère}	1,16		4,64	2	3,23	62%	Vérifiée
MEZZANINE	0,66		2,64	1,76	3,23	54%	Vérifiée
RDC	0,22		0,88	0,88	3,23	27%	Vérifiée

Tableau 5.4: Vérifications des déplacements inter étage suivant l'axe y-y pour le modèle final.

Niveau	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δk (cm)	1%he (cm)	r (%)	Observation
7 ^{ème}	5,17	4	20,68	2,52	3,23	78%	Vérifiée
6 ^{ème}	4,54		18,16	2,68	3,23	83%	Vérifiée
5 ^{ème}	3,87		15,48	2,76	3,23	85%	Vérifiée
4 ^{ème}	3,18		12,72	2,76	3,23	85%	Vérifiée
3 ^{ème}	2,49		9,96	2,68	3,23	83%	Vérifiée
2 ^{ème}	1,82		7,28	2,48	3,23	77%	Vérifiée
1 ^{ère}	1,2		4,8	2,08	3,23	64%	Vérifiée

MEZZANINE	0,68		2,72	1,88	3,23	58%	Vérifiée
RDC	0,21		0,84	0,84	3,23	26%	Vérifiée

5.2.6.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

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

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \text{ (Article 5.9 [7])}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

h_k : hauteur d'étage 'K'.

Tableau 5.5: Vérifications de l'effet P-Δ suivant l'axe x-x pour le modèle final.

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	H_k (cm)	Θ (%)	Observation
7^{ème}	7451,47	2,96	1856,81	323	0,03677593	Vérifiée
6^{ème}	12030,55	3,04	2686,83	323	0,04214212	Vérifiée
5^{ème}	16599,13	3,04	3266,96	323	0,04782033	Vérifiée
4^{ème}	21188,33	2,92	3727,62	323	0,05138607	Vérifiée
3^{ème}	25767,87	2,72	4142,03	323	0,05238798	Vérifiée
2^{ème}	30357,07	2,4	4531,01	323	0,04978214	Vérifiée
1^{ère}	34959,49	2	4897,84	323	0,04419651	Vérifiée
MEZZANINE	39625,22	1,76	5224,03	323	0,04133102	Vérifiée
RDC	44477,37	0,88	5403,63	323	0,02242506	Vérifiée

Tableau 5.6: Vérifications de l'effet P-Δ suivant l'axe y-y pour le modèle final.

Niveau	Pk (kN)	Δk (cm)	Vk (kN)	Hk (cm)	Θ (%)	Observation
7 ^{ème}	7451,47	2,52	1856,28	323	0,03131818	Vérifiée
6 ^{ème}	12030,55	2,68	2706,97	323	0,03687519	Vérifiée
5 ^{ème}	16599,13	2,76	3325,8	323	0,04264771	Vérifiée
4 ^{ème}	21188,33	2,76	3834,07	323	0,04722188	Vérifiée
3 ^{ème}	25767,87	2,68	4281,03	323	0,04994161	Vérifiée
2 ^{ème}	30357,07	2,48	4672,4	323	0,04988489	Vérifiée
1 ^{ère}	34959,49	2,08	5014,82	323	0,04489217	Vérifiée
MEZZANINE	39625,22	1,88	5296,83	323	0,04354226	Vérifiée
RDC	44477,37	0,84	5430,25	323	0,02130081	Vérifiée

5.2.6.7 Justification de coefficient de comportement :

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, **R=4** : Structure mixte Portique – Contreventement, la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- Au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.
 - **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les palées de contreventement :**
 - L'effort normal total à la base de la structure : $P_{\text{Totale}} = 54270,65$ kN.
 - L'effort normal total reprise par les palées de contreventement : $P_{\text{cv}} = 385,0106$ kN.

$$\frac{P_{\text{cv}}}{P_{\text{totale}}} = \frac{385,0106}{54270,65} = 0,7\% < 20\%$$

Condition vérifiée.

- **Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques :**

Tableau 5.7: Vérification des portiques sous l'effort tranchant suivant l'axe x-x pour chaque étage.

niveau	V tot	V portique	r	Observation
7 ^{ème}	1856,81	965,8655	52%	Vérifiée
6 ^{ème}	2686,83	1265,8742	47%	Vérifiée
5 ^{ème}	3266,96	1972,6536	60%	Vérifiée
4 ^{ème}	3727,62	2163,855	58%	Vérifiée
3 ^{ème}	4142,03	2394,338	58%	Vérifiée
2 ^{ème}	4531,01	2695,767	59%	Vérifiée
1 ^{ère}	4897,84	2937,937	60%	Vérifiée
MEZZANINE	5224,03	3265,64	63%	Vérifiée
RDC	5403,63	3585,044	66%	Vérifiée

Tableau 5.8: Vérification des portiques sous l'effort tranchant suivant l'axe y-y pour chaque étage.

niveau	V tot	V portique	r	Observation
7 ^{ème}	1856,28	965,7697	52%	Vérifiée
6 ^{ème}	2706,97	1124,6872	42%	Vérifiée
5 ^{ème}	3325,8	1210,0885	36%	Vérifiée
4 ^{ème}	3834,07	1422,4794	37%	Vérifiée
3 ^{ème}	4281,03	1757,4427	41%	Vérifiée
2 ^{ème}	4672,4	2107,681	45%	Vérifiée
1 ^{ème}	5014,82	2513,4839	50%	Vérifiée
MEZZANINE	5296,83	2865,5616	54%	Vérifiée
RDC	5430,25	3165,65	58%	Vérifiée

5.3 Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le **1^{ère}** et **2^{ème}** translation, la **3^{ème}** torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier la résultante de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente pour savoir si on va amplifier ou pas les paramètres de réponse de la structure par le rapport $\frac{0,8V}{v_t}$.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet **P-Δ** pour la stabilité de la structure.
- Justifié le facteur de comportement.

Chapitre 6 :
Vérifications des
éléments

6.1 Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart du temps constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément. Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement :** La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés lorsqu'ils sont soumis à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.
- **Le déversement :** C'est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

6.2 Vérification des poteaux :

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

6.2.1 Au flambement composé :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda} (2 \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) 0,9$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1,5$$

➤ **Exemple de calcul (Niveau RDC) :**

$$N^{\max} = 4217,16 \text{ kN.}$$

$$M_{sd,y}^{\text{cor}} = 11,75 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd,z}^{\text{cor}} = 3,79 \text{ kN.m.}$$

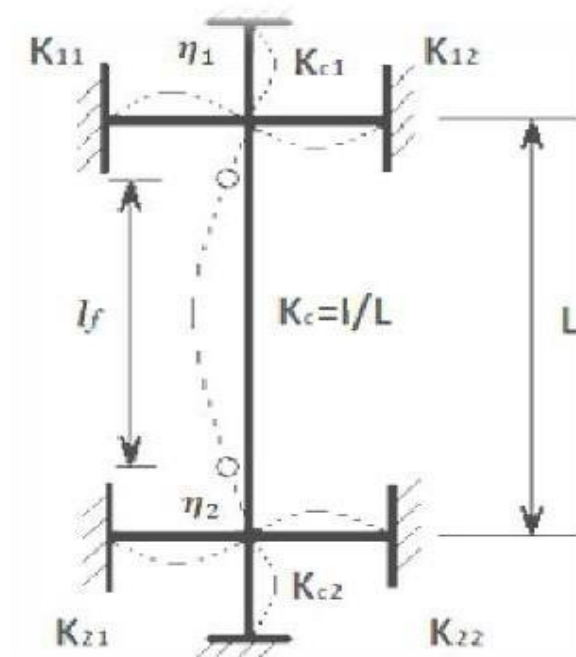


Figure 6.1: Longueur de flambement pour un mode fixe.

• **Sens y-y :**

$$K_c^{\text{HEB450}} = K_{c,1}^{\text{HEB450}} = \frac{I_y}{H} = \frac{79890}{374} = 213,61 \text{ cm}^3.$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE360}} = K_{b,12}^{\text{IPE360}} = \frac{I_y}{H} = \frac{16270}{550} = 29,58 \text{ cm}^3.$$

$$K_{c,2} = 0.$$

$$K_{b,21} = K_{b,22} = 0.$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b,11} + K_{b,12}} = \frac{2 \times 247,34}{2 \times 247,34 + 2 \times 50,37} = 0,88.$$

$\eta_2 = 0$. (Les poteaux sont encastres)

$$L_{f,y} = \frac{1+0,145(\eta_1+\eta_2)-0,26 \times \eta_1 + \eta_2}{2-0,364(\eta_1+\eta_2)-0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} = \frac{1+0,145(0,89+0)-0,26 \times 0,89 \times 0}{2-0,364(0,89+0)-0,247 \times 0,89 \times 0} \times 3,74 = 2,51 \text{ m.}$$

• Sens z-z :

$$K_{c, \text{HEB450}} = K_{c,1 \text{ HEB450}} = \frac{I_z}{H} = \frac{11720}{323} = 31,34 \text{ cm}^3.$$

$$K_{b,11 \text{ IPE360}} = K_{b,21 \text{ IPE360}} = \frac{I_z}{H} = \frac{1043}{550} = 1,90 \text{ cm}^3.$$

$$K_{c,2} = 0.$$

$$K_{b,21} = K_{b,22} = 0.$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b,11} + K_{b,12}} = \frac{2 \times 36,28}{2 \times 36,28 + 2 \times 1,90} = 0,94.$$

$\eta_2 = 0$. (Les poteaux sont encastres)

$$L_{f,z} = \frac{1+0,145(\eta_1+\eta_2)-0,26 \times \eta_1 + \eta_2}{2-0,364(\eta_1+\eta_2)-0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} = \frac{1+0,145(0,95+0)-0,26 \times 0,95 \times 0}{2-0,364(0,95+0)-0,247 \times 0,95 \times 0} \times 3,74 = 2,57 \text{ m.}$$

○ Calcul de l'élancement réduit et γ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{217}{19,14} = 11,38 \quad \text{avec } \xi = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{275}} = 0,924.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{157}{7,33} = 30,31.$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{11,34}{93,91 \xi} = 0,15 < 0,2$$

Pas risque de flambement.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{21,42}{93,91 \xi} = 0,4 > 0,2$$

Il y a un risque de flambement.

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2 \quad \text{et } t_r = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

→ Selon y-y : Courbe de flambement a.

→ Selon z-z : Courbe de flambement b.

Tableau 6.1 : Facteur d'imperfection α .

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.5 [1 + 0,21(0,13 - 0.2) + 0,13^2] = 0,506.$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{[\phi^2 - \lambda^2]}} = \frac{1}{0,501 + \sqrt{[0,501^2 - 0,13^2]}} = 1.$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 0.5 [1 + 0,34(0,35 - 0.2) + 0,35^2] = 0,616.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{[\phi^2 - \lambda^2]}} = \frac{1}{0,586 + \sqrt{[0,586^2 - 0,35^2]}} = 0,946.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

Avec :

$$W_{pl,y} = 3983 \text{cm}^3.$$

$$W_{el,y} = 3553 \text{cm}^3.$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \Psi = 2,5 \quad \text{et} \quad \Psi_y = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-98,5}{99,95} = -0,985$$

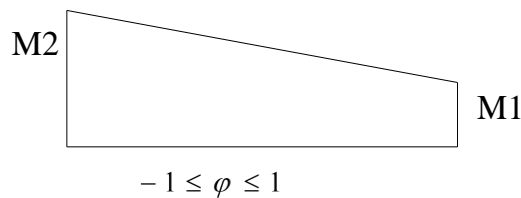


Figure 6.2: Diagramme des moments.

$$\mu_y = 0,13 (2 \times 2,5 - 4) + \left(\frac{3983 - 3553}{3553} \right) = 0,27 < 0,9.$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$$

Avec :

$$W_{pl,z} = 1198 \text{cm}^3.$$

$$W_{el,z} = 781,4 \text{cm}^3.$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \Psi = 2,5 \text{ et } \Psi_z = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-17,083}{13,26} = -1.$$

$$\mu_z = 0,35(2 \times 2,5 - 4) + \left(\frac{1198 - 781,4}{781,4} \right) = 0,94 < 0,9.$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

Avec :

$$A = 21800 \text{ mm}^2.$$

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$K_y = 1 - \frac{0,25 \times 4217,16 \times 10^3}{1 \times 21800 \times 275} = 0,81.$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = \frac{0,88 \times 4217,16 \times 10^3}{0,946 \times 21800 \times 275} = 0,29.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{21800 \times 275}{1,1} = 5450 \text{ kN.}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3982 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 995,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1198 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 299,5 \text{ kN.m}$$

$$\frac{4217,16}{0,946 \times 5450} + \frac{0,83 \times 11,75}{995,5} + \frac{0,34 \times 3,79}{299,5} = 0,976 < 1.$$

Condition vérifiée.

○ **Vérification des autres poteaux :**

• **Cas : N^{\max} , $M_{sd,y}^{\text{cor}}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$:**

Les efforts internes du logiciel **ETABS** sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.2: Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.

Etage	Combinaison	N^{\max} (kN)	$M_{sd,y}^{\text{cor}}$ (kN.m)	$M_{sd,z}^{\text{cor}}$ (kN.m)
7 ^{ème}	G+Q-EX	49,31	52,45	0,09
6 ^{ème}	G+Q-EX	228,51	37,802	0,57
5 ^{ème}	G+Q-EX	599,90	34,066	0,96

4 ^{ème}	G+Q-EX	1053,53	36,33	1,58
3 ^{ème}	G+Q-EX	1564,85	32,84	2,12
2 ^{ème}	G+Q-EX	2125,54	25,43	2,5
1 ^{ème}	G+Q-EX	2736,11	23,64	3,09
Mezzanine	G+Q-EX	3393,73	13,95	3,29
RDC	G+Q-EX	4217,16	11,75	3,78

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites:

Tableau 6.3: Vérification au flambement par flexion pour N^{\max} .

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{\min}	K_y	K_z	r	Observation
7 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	1	0,99	0,186	Vérifiée.
6 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,99	0,96	0,197	Vérifiée.
5 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,97	0,89	0,289	Vérifiée.
4 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,93	0,74	0,408	Vérifiée.
3 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,93	0,64	0,525	Vérifiée.
2 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,91	0,34	0,637	Vérifiée.
1 ^{ème}	HEB450	0,13	0,35	0,946	0,83	0,44	0,702	Vérifiée.
Mezzanine	HEB450	0,14	0,38	0,933	0,85	0,34	0,879	Vérifiée.
RDC	HEB450	0,15	0,4	0,925	0,81	0,29	0,976	Vérifiée.

- Cas : $M_{sd,y}^{\max}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$ N^{cor} :

Les efforts internes du logiciel **ETABS** sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.4: Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,y_{max}}$ pour chaque niveau.

Etage	Combinaison	$M_{sd,y}^{max}$ (kN.m)	$M_{sd,z}^{cor}$ (kN.m)	N^{cor} (kN)
7 ^{ème}	G+Q+EX	96,98	-0,37	84,51
6 ^{ème}	G+Q+EX	76,27	0,82	10,03
5 ^{ème}	G+Q+EX	69,62	-2,41	249,21
4 ^{ème}	G+Q+EY	78,18	10,20	378,42
3 ^{ème}	G+Q+EY	78,89	2,29	472,74
2 ^{ème}	G+Q+EY	75,66	-1,305	564,62
1 ^{ème}	G+Q+EY	80,25	-0,27	661,55
Mezzanine	G+Q+EY	99,88	-1,01	760,327
RDC	G+Q+EY	88,18	0,21	897,99

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites:

Tableau 6.5: Vérification au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{max}$.

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K_y	K_z	r	Observation
7 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,995	0,985	0,164	Vérifiée.
6 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,999	0,998	0,119	Vérifiée.
5 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,986	0,957	0,169	Vérifiée.
4 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,982	0,934	0,210	Vérifiée.
3 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,977	0,921	0,204	Vérifiée.
2 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,973	0,918	0,215	Vérifiée.
1 ^{ème}	HEB450	0,13	0,35	0,946	0,973	0,899	0,226	Vérifiée.
Mezzanine	HEB450	0,14	0,38	0,933	0,966	0,874	0,271	Vérifiée.
RDC	HEB450	0,15	0,4	0,925	0,961	0,855	0,282	Vérifiée.

- Cas : $Msd_{,z}^{max}$, $Msd_{,y}^{cor}$ N^{cor} :

Les efforts internes du logiciel **ETABS** sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6 6: Efforts internes des poteaux sous $Msd_{,z}^{max}$ pour chaque niveau.

Etage	Combinaison	$Msd_{,z}^{max}$ (kN.m)	$Msd_{,y}^{cor}$ (kN.m)	N^{cor} (kN)
7 ^{ème}	G+Q-EY	1,667	102,36	125,09
6 ^{ème}	0,8G-EX	0,701	60,50	72,34
5 ^{ème}	0,8G-EX	1,13	56,31	381,32
4 ^{ème}	1,35G+1,5Q	14,03	54,39	634,87
3 ^{ème}	0,8G-EX	3,49	56,48	1205,44
2 ^{ème}	G+Q+EX	1,10	59,35	1449,48
1 ^{ème}	G+Q+EX	2,71	57,71	1953,47
Mezzanine	G+Q	1,116	50,34	887,68
RDC	EY	0,36	45,72	130,44

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites:

Tableau 6.7: Vérification au flambement par flexion pour $Msd_{,y}^{max}$.

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K_y	K_z	r	Observation
7 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,993	0,977	0,187	Vérifiée.
6 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,996	0,987	0,109	Vérifiée.
5 ^{ème}	HEB360	0,16	0,34	0,949	0,979	0,931	0,175	Vérifiée.
4 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,969	0,894	0,246	Vérifiée.
3 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,942	0,798	0,364	Vérifiée.
2 ^{ème}	HEB400	0,15	0,35	0,947	0,930	0,758	0,381	Vérifiée.
1 ^{ème}	HEB450	0,13	0,35	0,946	0,919	0,701	0,435	Vérifiée.

Mezzanine	HEB450	0,14	0,38	0,933	0,960	0,853	0,228	Vérifiée.
RDC	HEB450	0,15	0,4	0,925	0,994	0,979	0,073	Vérifiée.

6.2.2 Au déversement :

➤ Exemple de calcul (Niveau RDC) :

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{f_y}} = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{275}} = 0,924.$$

Donc $\lambda_1 = 86,77$.

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective **K** est pris égale à **0.5**, et donc la formule λ_{LT} est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K.L}{I_z}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{K.L}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ avec } C_1 = 1,132.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1870}{73,3}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1870}{\frac{450}{26}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 23,36.$$

$$\bar{\lambda} = \frac{23,36}{86,77} = 0,27 < 0,4$$

Pas de risque de déversement .

Les résultats des autres poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.8: Vérification des poteaux au déversement.

Étage	Profilé	L	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Observation
RDC	HEB450	1870	23,36	0,27	Vérifiée.
Mezzanine	HEB450	1785	22,35	0,26	Vérifiée.
1^{ère}	HEB450	1615	20,31	0,23	Vérifiée.
Du 2^{ème} au 4^{ème}	HEB400	1615	20,02	0,23	Vérifiée.
Du 5^{ème} au 7^{ème}	HEB360	1615	19,83	0,23	Vérifiée.

6.3 Vérification des poutres :

6.3.1 Poutre principale :

D'après les résultats extraits du logiciel **ETABS**, le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

- $M_{sd}^{max} = 155,26 \text{ kN.m.}$
- $V_{sd}^{max} = 123,77 \text{ kN.}$

6.3.1.1 Moment fléchissant :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = 155,26 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 453,857 \text{ kN.m..} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.3.1.2 Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 123,77 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 507,17 \text{ kN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 123,77 \text{ kN.} < 0,5 V_{pl,rd} = 253,59 \text{ kN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

6.3.1.3 Au déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverse

6.3.2 Poutre secondaire :

D'après les résultats extraits du logiciel **ETABS**, le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

- $M_{sd}^{max} = 91,40 \text{ kN.m.}$
- $V_{sd}^{max} = 75,17 \text{ kN.}$

6.3.2.1 Moment fléchissant :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = 91,40 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 137,6 \text{ kN.m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.3.2.2 Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 75,17 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 229,22 \text{ kN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 75,17 \text{ kN.} < 0,5 V_{pl,rd} = 114,61 \text{ kN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

6.3.2.3 Au déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

6.4 Vérification des palées de stabilité :

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison :

- $G + Q \pm 1.25 E$.

6.4.1 Suivant la direction Y-Y (TUBO200×200×25) :

- **Traction :** $N_{sd}^{\max} = 1545,073 \text{ kN.}$
- **Compression :** $N_{sd}^{\max} = 1597,77 \text{ kN.}$

Tableau 6.9: Caractéristique du profilé TUBO200×200×25.

Profilé	h (mm)	$I_{y,z}$ (cm ⁴)	$i_{y,z}$ (cm)	$W_{ely,z}$ (cm ³)	$W_{ply,z}$ (cm ³)	A (mm)
TUBO200×200×25	200	9115	72,2	911,5	1156	175

6.4.1.1 Vérification a la traction :

Il faut vérifier que :

$$\mathbf{Nsd}^{\max} < \mathbf{Ntrd}$$

$$\mathbf{Ntrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 17500 \times \frac{275}{1,1} = 4375 \text{ kN.}$$

$$\mathbf{Nsd}^{\max} = 1545,073 \text{ kN.} < \mathbf{Ntrd} = 4375 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

6.4.1.2 Vérification a la compression :

Il faut vérifier que :

$$\mathbf{Nsd}^{\max} < \mathbf{Nbrd}$$

$$L_{fy,z} = L_0 = 4,3583 \text{ m.}$$

$$\lambda_{y,z} = \frac{L_{fy,z}}{i_{y,z}} = \frac{4358,3}{72,2} = 60,36.$$

$$\bar{\lambda}_{y,z} = \frac{60,36}{86,77} = 0,696.$$

$$\phi_{y,z} = 0,5 [1 + 0,21(0,696 - 0,2) + 0,696^2] = 0,794.$$

$$\chi_{y,z} = \frac{1}{0,794 + \sqrt{[0,794^2 - 0,696^2]}} = 0,85.$$

$$\mathbf{Nbrd} = x \times \beta_a \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 4089,617.$$

$$\mathbf{Nsd}^{\max} = 1597,77 \text{ kN.} < \mathbf{Ntrd} = 4089,617 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

6.4.2 Suivant la direction X-X (TUBO200×200×25) :

- **Traction :** $\mathbf{Nsd}^{\max} = 1695,42 \text{ kN.}$
- **Compression :** $\mathbf{Nsd}^{\max} = 1720,31 \text{ kN.}$

6.4.2.1 Vérification a la traction :

Il faut vérifier que :

$$\mathbf{Nsd}^{\max} < \mathbf{Ntrd}$$

$$\mathbf{Ntrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 17500 \times \frac{275}{1,1} = 4375 \text{ kN.}$$

$$N_{sd}^{\max} = 1695,42 \text{ kN} < N_{trd} = 4375 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

6.4.2.2 Vérification a la compression :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd}^{\max} < N_{brd}$$

$$N_{brd} = x \times \beta_a \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 4089,617.$$

$$N_{sd}^{\max} = 1720,31 \text{ kN} < N_{trd} = 4089,617 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

Chapitre 7 :
Calcul des
assemblages

7.1 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 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.

7.2 Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

7.2.1 Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est un procédé d'assemblage mécanique démontable, il consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types des boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

7.2.1.1 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 boulonnage par les boulons à haute résistance.

7.2.2 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...

7.3 Vérifications des assemblages :

Dans ce chapitre, 5 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage contreventement.

On va traiter un exemple de calcul manuel pour 2 types d'assemblages (poutre-solive ; poteau poutre) ; on va utiliser le logiciel **IDEA STATICA** et **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020** pour les autres assemblages.

7.3.1 Vérification de l'assemblage poutre-solive (HEA 360 – IPE 220) :

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments.

- Choix de la cornière :

On choisit des cornières à aile égale de dimension : $80 \times 80 \times 8$ mm.

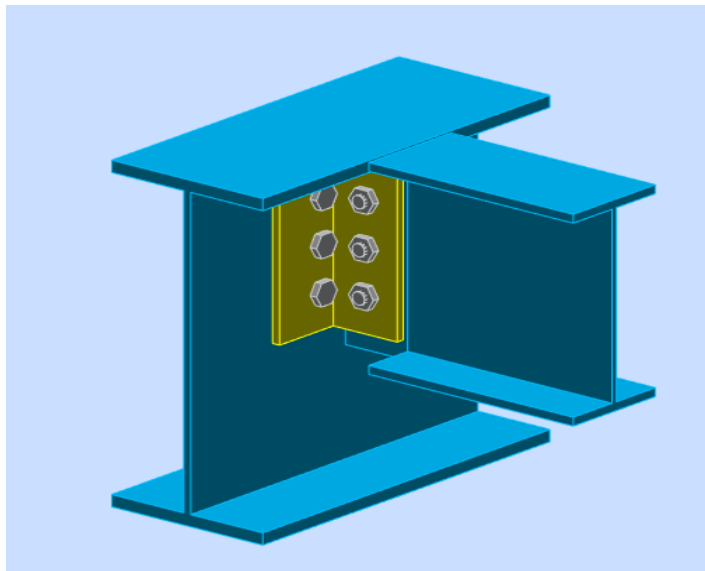


Figure 7.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.

On choisit 3 boulons ordinaires de diamètre 14 mm (M14) et de classe 5.8.

- M14
- $d = 14 \text{ mm}$
- $d_0 = 15 \text{ mm}$
- $A_s = 115 \text{ mm}^2$
- **Disposition constructive :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$22,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 25 \text{ mm.}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 112 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$45 \text{ mm} \leq p_2 \leq 112 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_2 = 50 \text{ mm.}$$

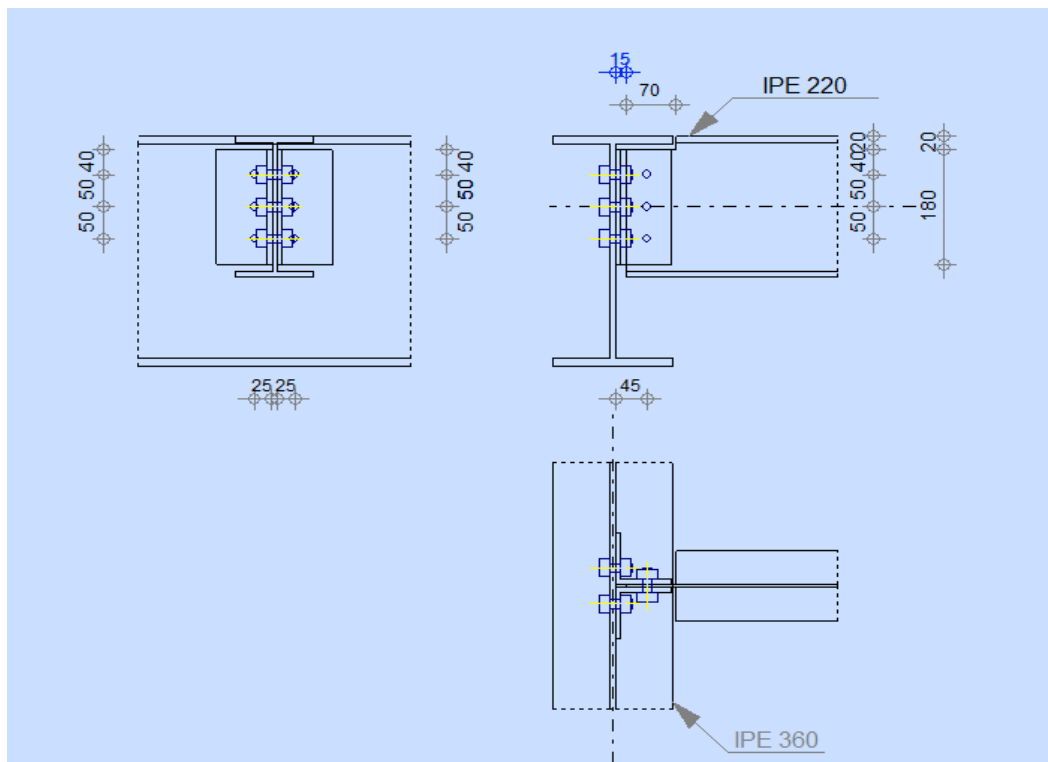


Figure 7.2: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

○ **Résistance des boulons au cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$V_{sd} = 60,69 \text{ kN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{60,69}{3} = 20,23 \text{ kN.}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} \quad (\text{EC3.tab.6.5.3})$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 500 \times 115 \times 10^3}{1,25} = 27,6 \text{ kN.}$$

$$F_{v,sd} = 20,23 \text{ kN} < F_{v,rd} = 27,6 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e1}{3d0} ; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 0,89 ; 0,86 ; 1,16 ; 1 \} = 0,86.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,86 \times 500 \times 14 \times 8}{1,25} = 82,84 \text{ kN.}$$

$$F_{v,sd} = 20,23 \text{ kN} < F_{b,rd} = 82,84 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

7.3.2 Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 360 – HEA300) :

Cet assemblage est réalisé en reliant la platine et le poteau à l'aide des boulons, et la poutre doit être soudée sur la platine.

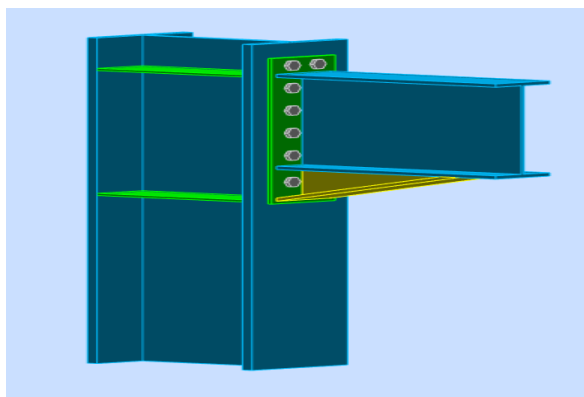


Figure 7.3: Schéma de l'assemblage poutre – poteau.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :**

La nuance d'acier utilisée est S275 donc :

$$f_u = 430 \text{ MPa} ; \gamma_{mw} = 1.30 ; \beta_w = 0.85$$

- **Efforts internes :**

- $M_{sd} = 160,77 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 104,62 \text{ kN}$.

- **Assemblage poutre-platine (soudure) :**

On fixe le cordon de soudure $a = 6 \text{ mm}$.

$$I_1 = bs = 170 \text{ mm.}$$

$$I_2 = \frac{bs - tw}{2} = \frac{170 - 8}{2} = 81 \text{ mm.}$$

$$I_3 = h - 2t_f = 360 - 2 \times 12,7 = 334,6 \text{ mm.}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2I_1 + 4I_2 + 2I_3) a = (2 \times 170 + 4 \times 81 + 2 \times 334,6) \times 6 = 7999,2 \text{ mm}^2.$$

$$I_{s/yy} = 2[(aI_1 d_1^2) + (2aI_2 d_2^2)]$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} = \frac{360}{2} - \frac{6}{2} = 183 \text{ mm.}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{360}{2} - 12,7 - \frac{6}{2} = 164,3 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } I_{s/yy} = 2[(6 \times 170 \times 183^2) + (2 \times 6 \times 81 \times 164,3^2)] = 120,79 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

- **Vérification de la résistance :**

- **Effet de N_{sd} et V_{sd} :**

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i a_i} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2I_3 a} \right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m1}}$$

$$\rightarrow 45,13 \text{ Mpa} < 389,14 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Effet de N_{sd} et M_{sd} :**

$$\sqrt{2 \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2} \right) \right]} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m1}}$$

$$\rightarrow 338,81 \text{ Mpa} < 389,14 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Assemblage poteau-platine (boulonnage) :**

On choisit d'utiliser **12** boulons **HR** de diamètre **20mm** et de classe **10.9**, avec une platine de dimension **550 x 200 x 10 mm**.

- **M20**
- **d = 20 mm**
- **d₀ = 22 mm**
- **A_s = 245 mm²**

- **Disposition constructive :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 30 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_2 = 85 \text{ mm.}$$

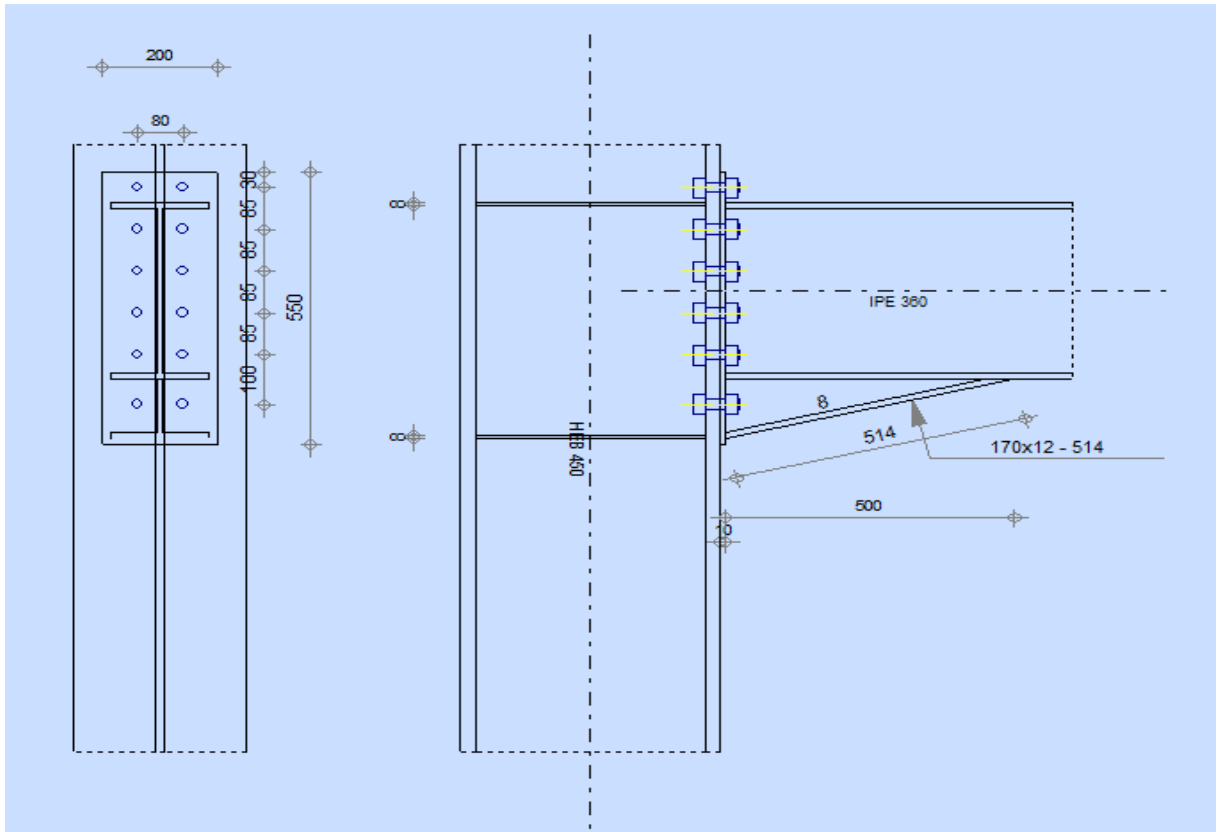


Figure 7.4: Disposition constructif de l'assemblage poteau - poutre.

○ **Détermination des efforts dans le boulon :**

Ces efforts sont obtenus par la formule :

$$N_i = \frac{Msd \, d_i}{\sum d_i^2}$$

Avec :

$$Msd = 160,77 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$d_1 = 80\text{mm} \rightarrow N_1 = 3,841 \text{ kN.}$$

$$d_2 = 180\text{mm} \rightarrow N_2 = 8,641 \text{ kN.}$$

$$d_3 = 265\text{mm} \rightarrow N_3 = 12,722 \text{ kN.}$$

$$d_4 = 350\text{mm} \rightarrow N_4 = 16,802 \text{ kN.}$$

$$d_5 = 435\text{mm} \rightarrow N_5 = 20,883 \text{ kN.}$$

$$d_6 = 520\text{mm} \rightarrow N_6 = 24,964 \text{ kN.}$$

$$\sum d_i^2 = 3348900 \text{ mm}^2.$$

○ **Vérification du moment effectif de l'assemblage :**

Il faut vérifier que :

$$\mathbf{Msd} \leq \mathbf{Mrd}$$

$$\mathbf{Mrd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_6}$$

Avec :

Msd : moment résistant maximal.

Mrd : moment résistant effectif.

n : nombre de boulons par rangée (**n = 2**).

Fp,cd : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{us} : La contrainte de rupture du boulon (**1000 MPa**).

As : L'aire de la section du boulon.

Et : **Fp,cd** = 0,7 × f_{us} × As.

Donc : **Fp,cd** = 0,7 × 1000 × 245 = 171,5 kN.

$$\mathbf{Mrd} = \frac{2 \times 171,5 \times 3348900 \times 10^{-6}}{520} = 2208,985 \text{ kN.m}$$

Msd = 160,77 kN.m < **Mrd** = 220,899 kN.m..

Condition vérifiée.

○ **Résistance des boulons à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$\mathbf{Ntr} \leq \mathbf{nFp}$$

Ntr = **N₆** = 24,964 kN.

nFp = 2 × 171,5 = 345 kN.

Ntr = 24,964 kN < **nFp** = 345 kN.

Condition vérifiée.

○ **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{s,rd}$$

Avec :

F_{vsd} : Effort tranchant par boulons.

F_{s,rd} : Résistance au glissement.

$$F_{vsd} = \frac{v}{n} = \frac{104,62}{12} = 8,7183 \text{ kN.}$$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times \mu (F_p \times 0,8 N_{tr})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

k_s : Pour des trous avec tolérances nominales normales (**k_s** = 1).

μ : Surface nettoyées par brossage métallique (**μ** = 0.3).

n : Nombre d'interfaces de frottement (**n** = 1).

γ_{ms} : Pour les résistances au glissement (**γ_{ms}** = 1.25).

N_{tr} = Effort de traction.

$$\text{Donc : } F_{s,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 (171,5 \times 0,8 \times 24,964)}{1,25} = 36,37 \text{ kN.}$$

$$F_{vsd} = 8,7183 \text{ kN.m} < F_{srd} = 36,37 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

○ **Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_t$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{160,77}{0,450 - 0,026} = 379,1745 \text{ kN.}$$

$$F_t = t_w \times b \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 14 \times 300 \times \frac{275}{1,1} = 1050 \text{ kN.}$$

$$F_v = 379,1745 \text{ kN} < F_t = 1050 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

○ **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_r$$

$$F_v = 379,1745 \text{ kN} < F_r = 913,5 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

○ **Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_c$$

$$F_c = f_y \times t_w \times [1,25 - (0,5 \gamma_{m0} \frac{6n}{f_y})] \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_b) = 12,7 + 2 \times 10 + 5(26 + 18) = 252,7 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{104,62 \times 10^3}{72,73 \times 10^2} + \frac{160,77 \times 10^6}{903,6 \times 10^3} = 192,306 \text{ MPa.}$$

$$F_c = 275 \times 14 \times [1,25 - (0,5 \times 1,1 \times \frac{192,306}{275})] \frac{252,7}{1,1} = 769,392 \text{ kN.}$$

$$F_v = 379,1745 \text{ kN} < F_c = 769,392 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

✓ **Présentation IDEA StatiCa :**

IDEA StatiCa permet d'importer des forces internes à partir des programmes de construction tel que **ETABS**, **ROBOT** et **SAAP2000**. Ces programmes utilisent une enveloppe de forces internes à partir des combinaisons de charges. **IDEA StatiCa** est un programme qui résout les assemblages en acier de manière non linéaire (modèle de matériau élastique/plastique).

➤ **Paramétrage de norme IDEA StatiCa :**

Tableau 7.1: Paramétrage de norme IDEA StatiCa.

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2

γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Aucun		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

7.3.3 Vérification de l'assemblage pied de poteau HEB450 - Contreventement :

Les pieds de poteaux constituent la jonction entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés.

Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique surtout à cause de la déformabilité du sol sur lequel repose la structure.

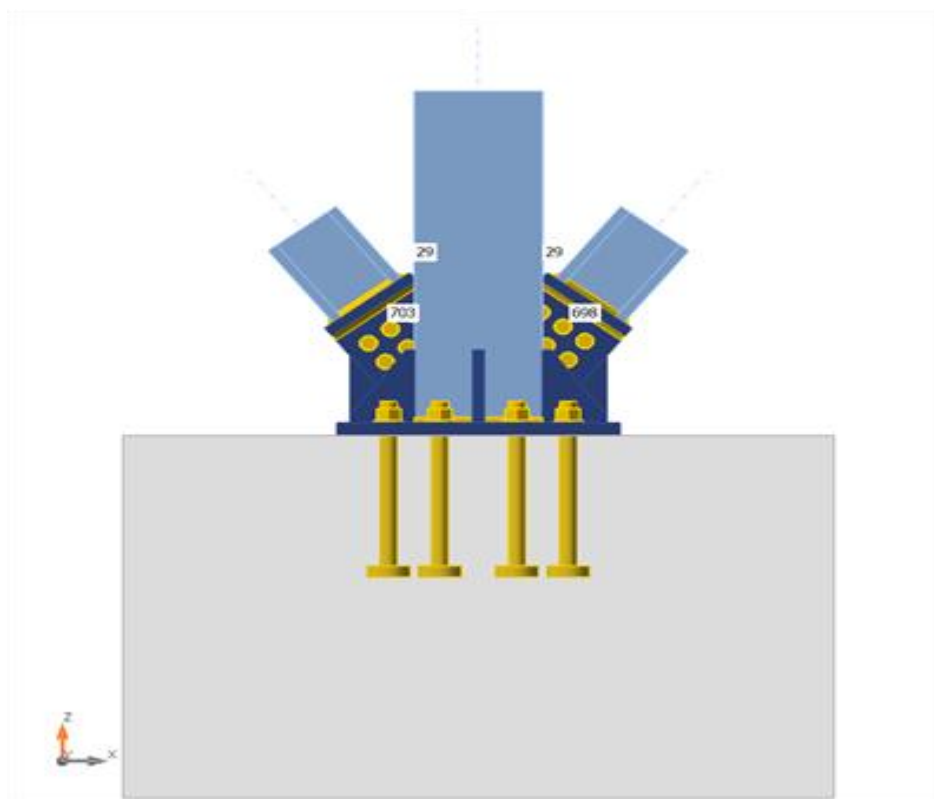


Figure 7.5: Vue d'assemblage pied de poteau HEB450 – contreventement.

- **Note de calcul :** (Annexe 6)

Tableau 7.2: Vérification de l'assemblage pied de poteaux HEB450 - contreventement.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	1.3 < 5.0%	OK
Boulons	99.3 < 100%	OK
Tiges	95.7 < 100%	OK
Soudures	98.9 < 100%	OK
Bloc de béton	68.6 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

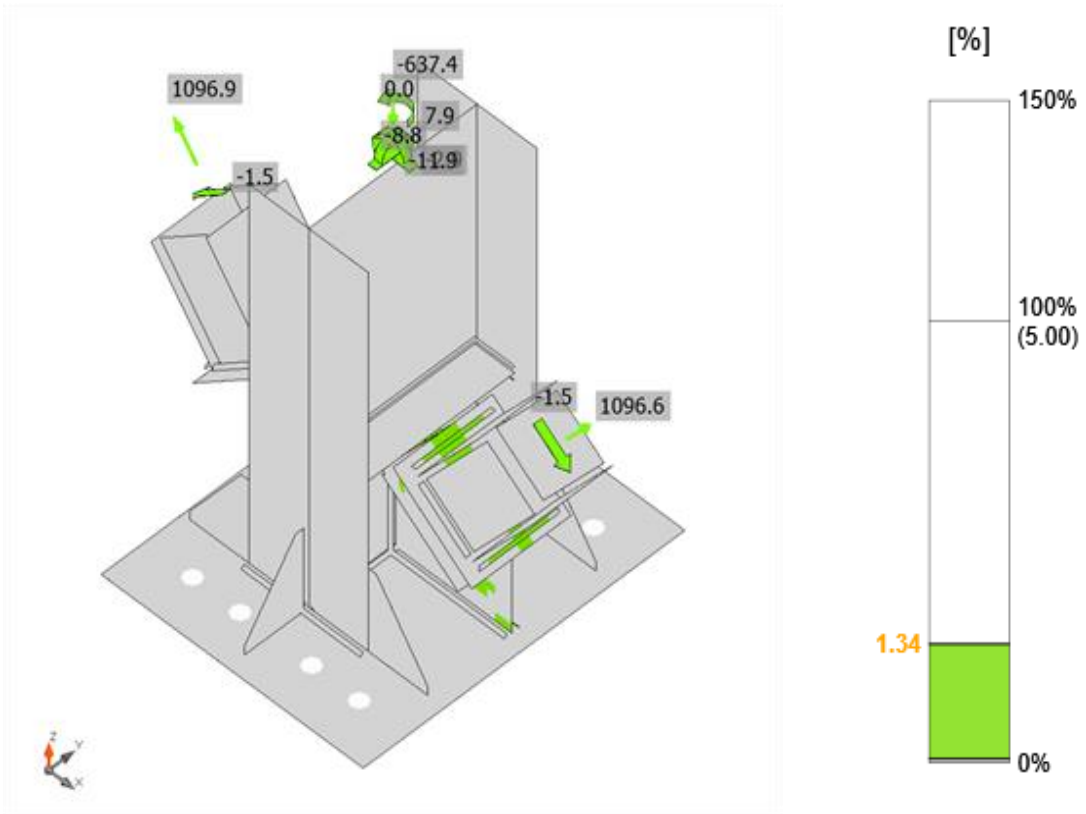


Figure 7.6: Vérification de déformation, 0,8G+EX.

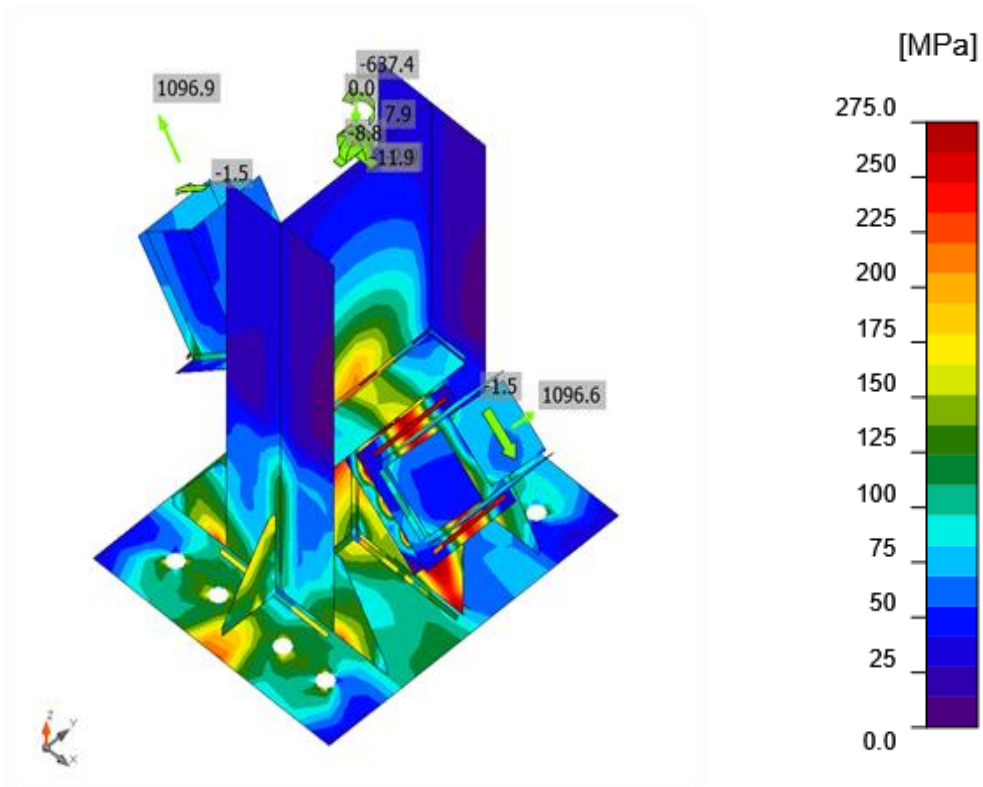


Figure 7.7: Contrainte équivalente, 0,8G+EX.

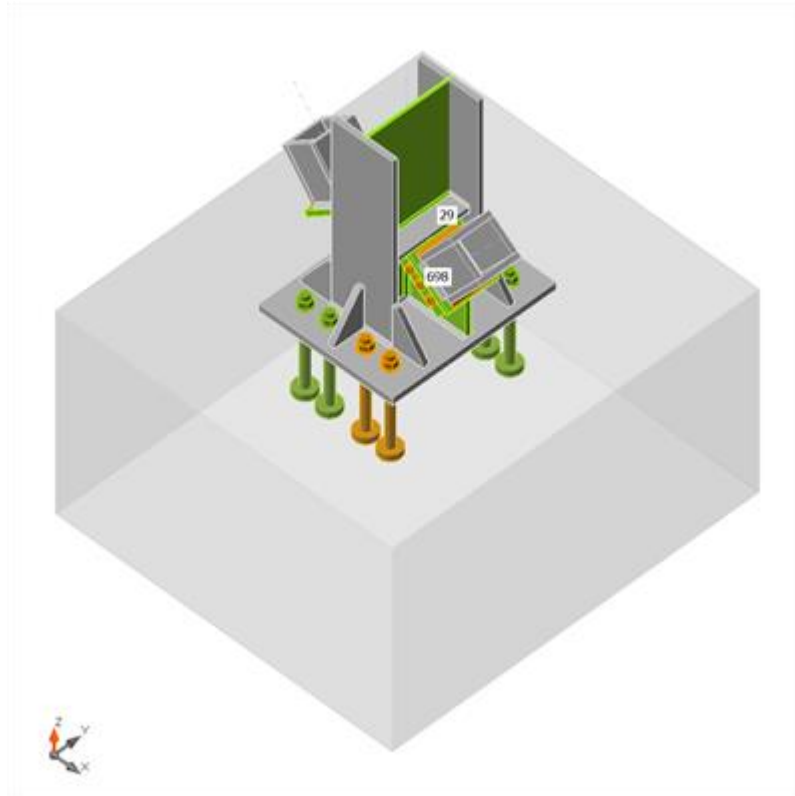


Figure 7.8: Vérification globale, 0,8G+EX.

7.3.4 Vérification de l'assemblage de continuité poteau HEB450 - HEB400 :

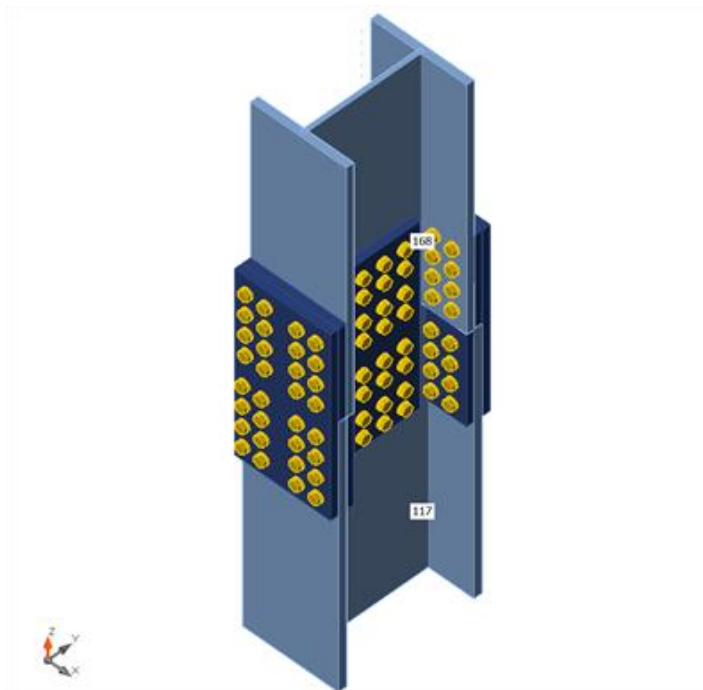


Figure 7.9: Vue d'assemblage de continuité poteau HEB450 - HEB400.

- **Note de calcul :** (Annexe 7)

Tableau 7.3: Vérification de l'assemblage de continuité poteau HEB450 - HEB400.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5.0%	OK
Boulons	46.4 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

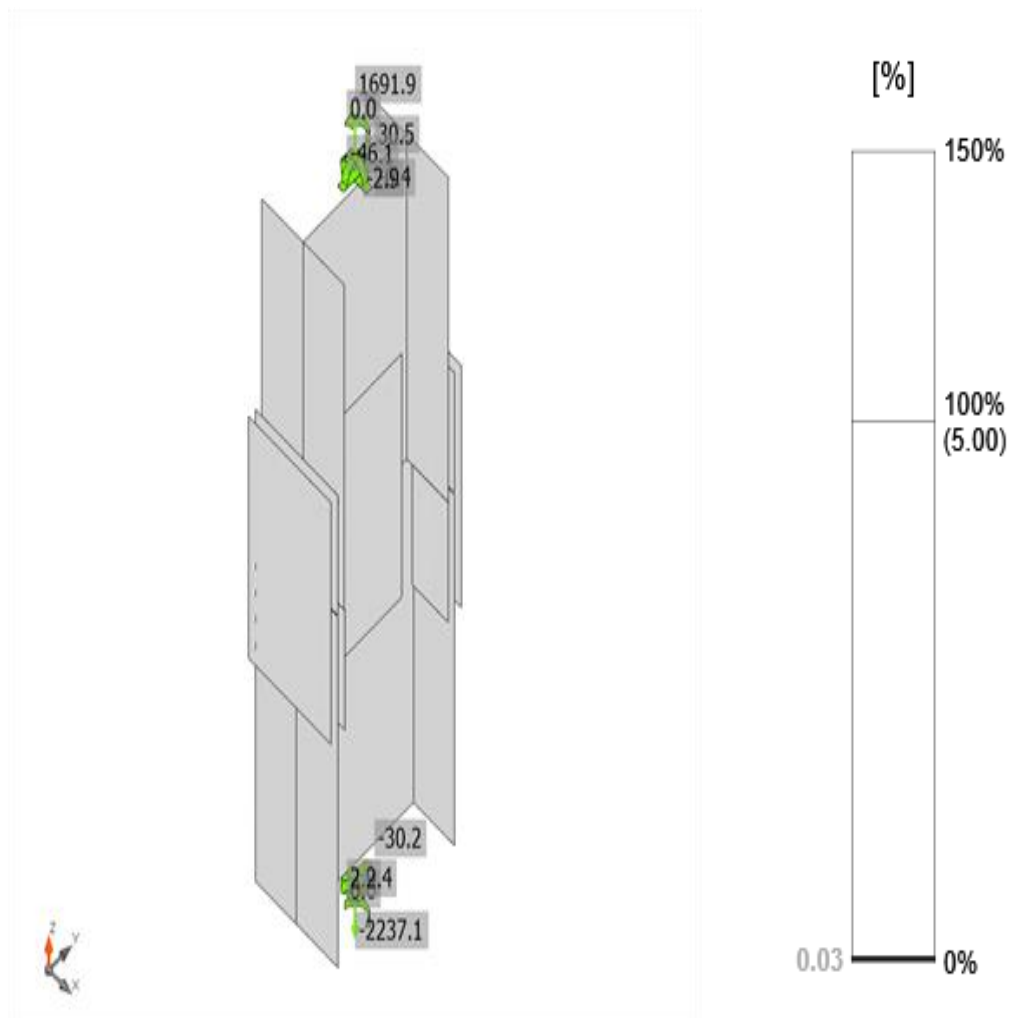


Figure 7.10: Vérification de déformation, 0,8G+EX.

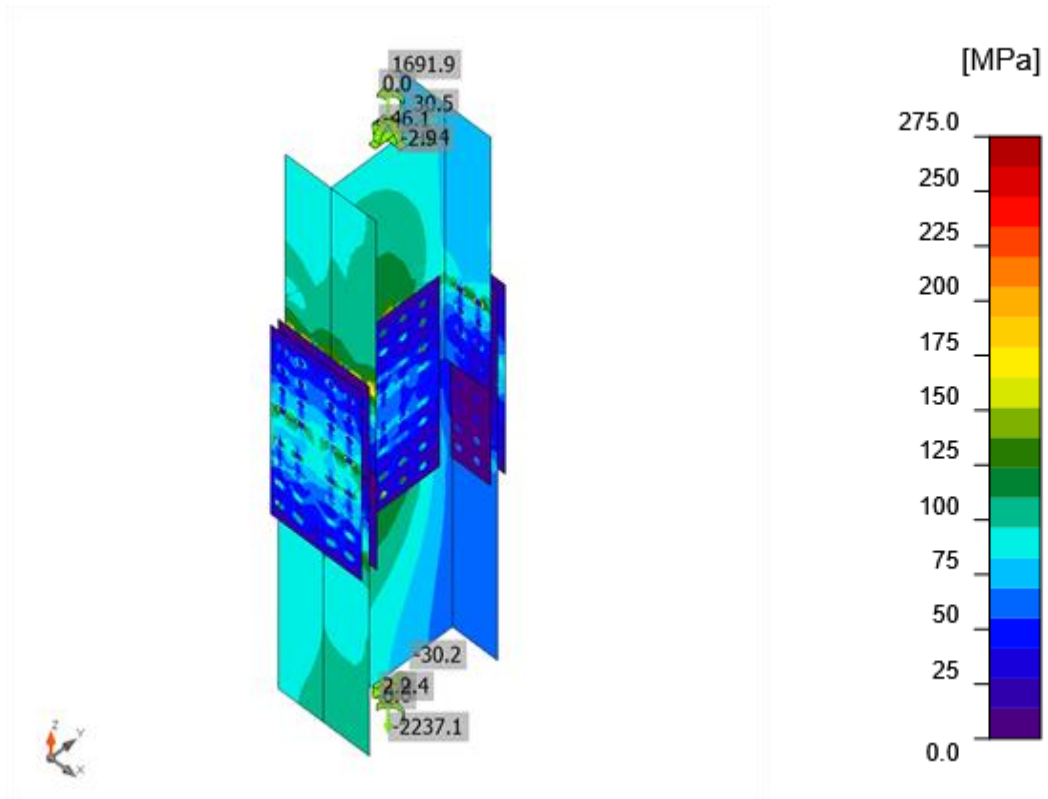


Figure 7.11: Contrainte équivalente, 0,8G+EX.

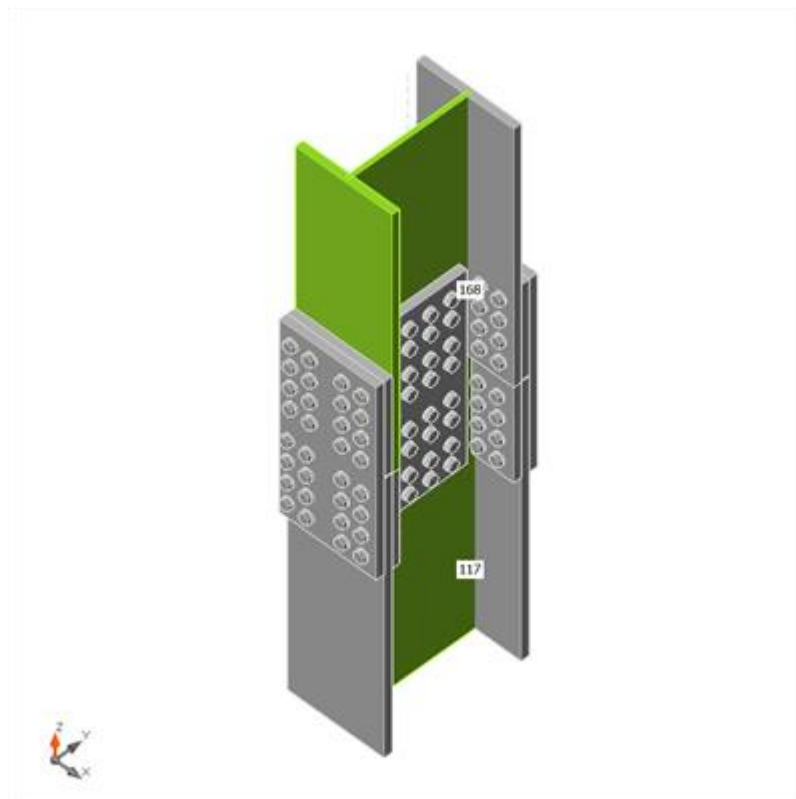


Figure 7.12: Vérification globale, 0,8G+EX.

7.3.5 Vérification de l'assemblage poteau – poutre - contreventement :

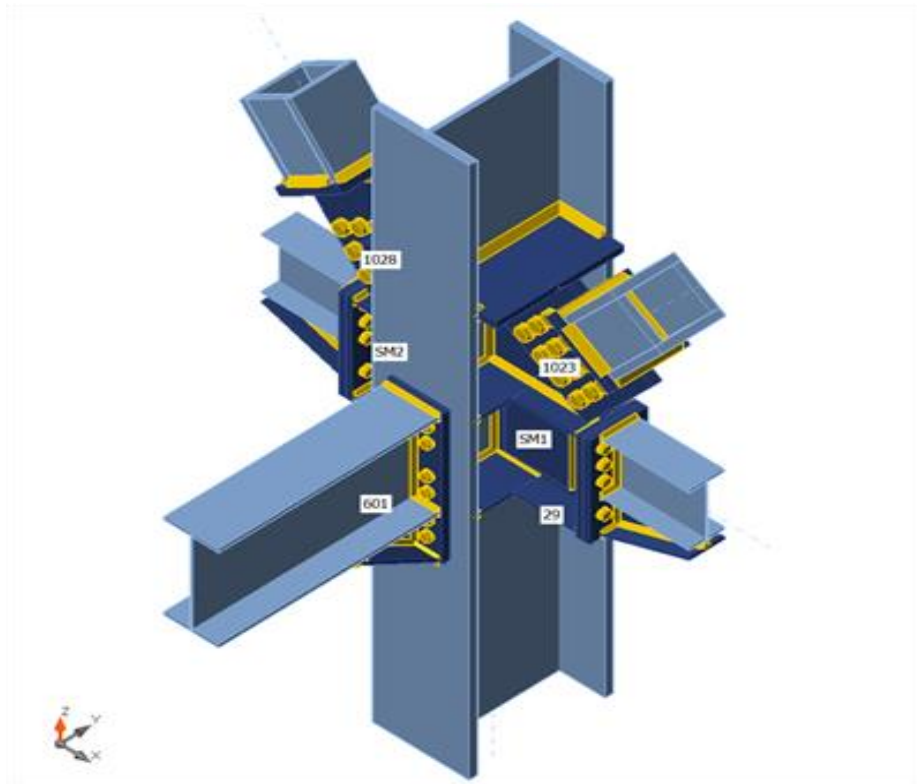


Figure 7.13: Vue d'assemblage poteau – poutre – contreventement.

- **Note de calcul :** (Annexe 8)

Tableau 7.4: Vérification de l'assemblage poteau – poutre – contreventement.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$2.1 < 5.0\%$	OK
Boulons	$99.5 < 100\%$	OK
Soudures	$99.5 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

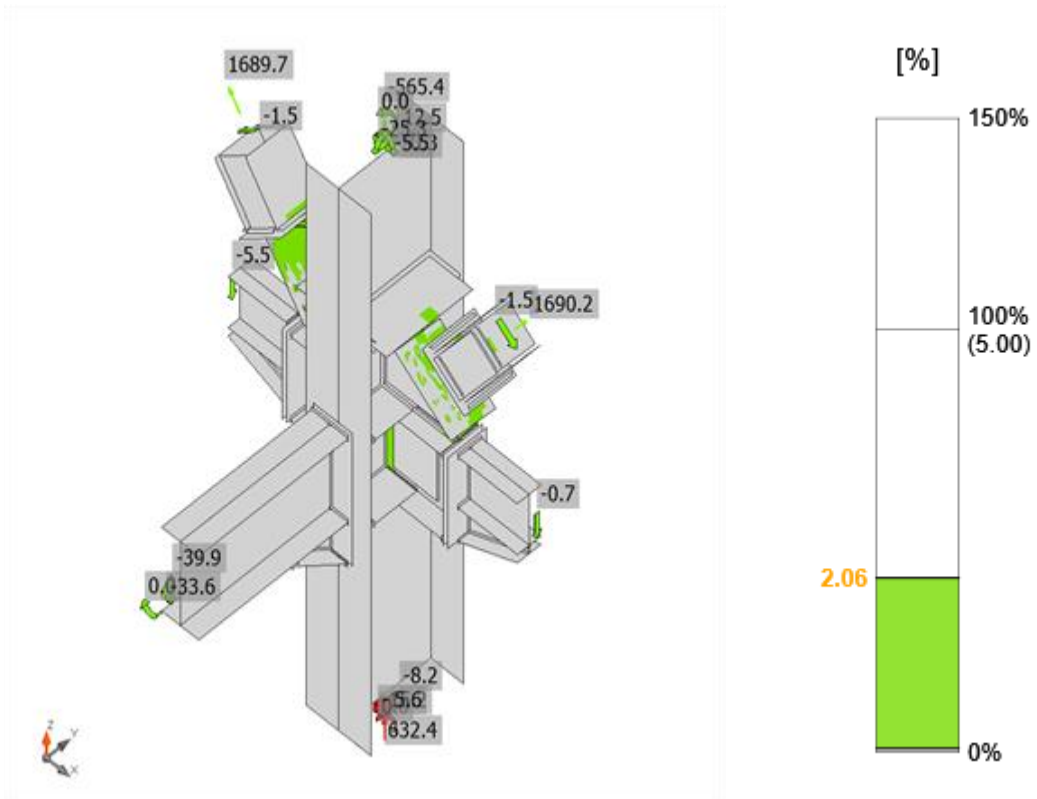


Figure 7.14: Vérification de déformation, 0,8G+1,5EX.

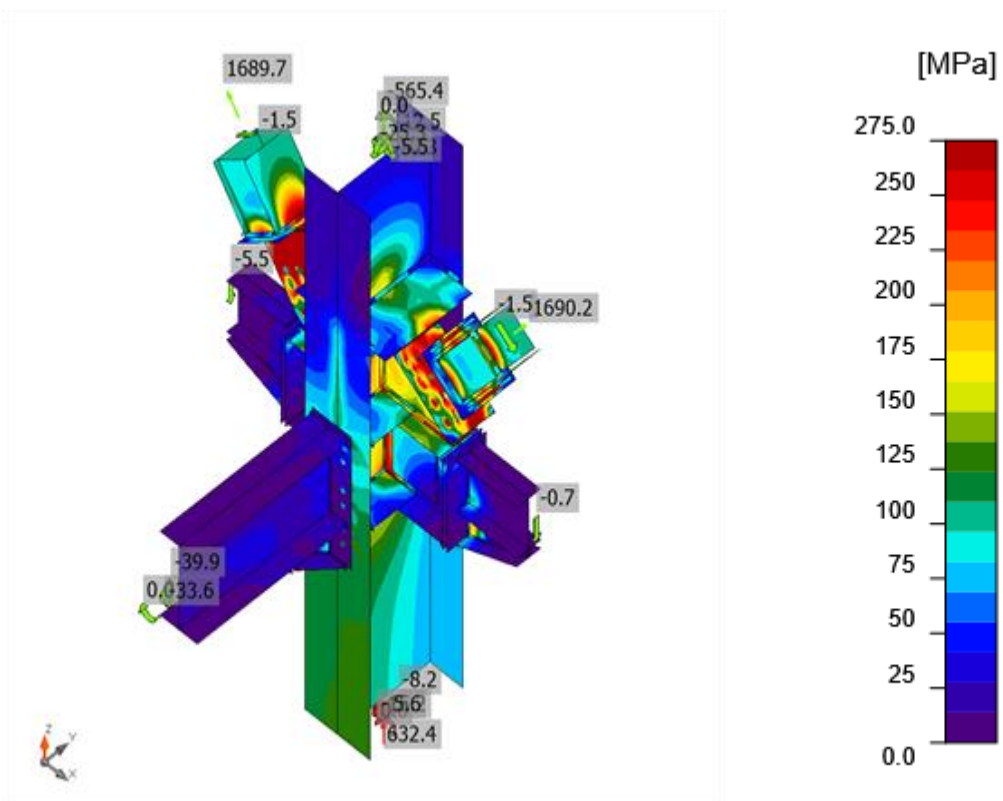


Figure 7.15: Contrainte équivalente, 0,8G+1,5EX.



Figure 7.16: Vérification globale, 0,8G+1,5EX.

Chapitre 8 :
Etude de
l'infrastructure

8.1 Introduction :

Une fondation est un élément crucial de toute construction, car elle est responsable de la transmission des charges de la superstructure vers le sol. Le dimensionnement de la fondation dépend donc de plusieurs facteurs, notamment la nature de la superstructure, la nature du sol et les charges qu'elle doit supporter. La répartition des contraintes dans le sol dépend de la forme et de la taille de la fondation, ainsi que des caractéristiques du sol. Dans la plupart des cas, on suppose que cette répartition est linéaire, ce qui signifie que les contraintes sont uniformément réparties sur une certaine surface, ou suivent une distribution trapézoïdale ou triangulaire.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol, c'est-à-dire la capacité du sol à supporter les charges de la fondation sans s'affaisser ou se déformer de manière excessive. Pour déterminer cette capacité portante admissible, il est souvent nécessaire de réaliser des études géotechniques et des essais sur le sol, afin de caractériser ses propriétés mécaniques. En somme, le dimensionnement d'une fondation est un processus complexe qui nécessite une compréhension approfondie de la superstructure, du sol et des charges à supporter. Il est donc important de faire appel à des professionnels compétents pour réaliser ce travail, afin d'assurer la stabilité et la durabilité de la construction.

8.2 Calcul des éléments du sous-sol :

8.2.1 Pré-dimensionnement :

8.2.1.1 Les poutres :

Les poutres sont pré-dimensionnées d'après le règlement [6] et les prescriptions proposées par [7].

- **Poutre principale :**

$$L_{\max} = 5,5\text{m.}$$

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$46 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{On prend } h = 55\text{cm.}$$

$$\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

16 cm \leq **b** \leq 25 cm \rightarrow On prend **b** = 25cm.

- **Vérification suivant [7] :**

b \geq 20 \rightarrow **b** = 25cm. **Condition vérifiée.**

h \geq 30 \rightarrow **h** = 55cm. **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{55}{25} = 2,2.$ **Condition vérifiée.**

- **Poutre secondaire :**

L_{max} = 5,5m.

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

46 cm \leq **h** \leq 55 cm \rightarrow On prend **h** = 50cm.

$$\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

16 cm \leq **b** \leq 25 cm \rightarrow On prend **b** = 20cm.

- **Vérification suivant [7] :**

b \geq 20cm \rightarrow **b** = 20cm. **Condition vérifiée.**

h \geq 30cm \rightarrow **h** = 50cm. **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{50}{20} = 2,5.$ **Condition vérifiée.**

8.2.1.2 **Les poteaux :**

Ils sont dimensionnés par la platine de l'assemblage pied de poteaux (100 x100) cm²

Donc on vérifie la condition de flambement :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{b \times h^3}{12}}}$$

Avec :

L_f : longueur de flambement = $0.5L_0$.

L_0 : longueur libre de poteau = $3,23$ m.

Pour les charges appliquées après **28** jours la condition de flambement est donnée par $\lambda \leq 50$, Donc :

$$\lambda \leq 50 = \frac{0.5 \times 3,23 \sqrt{12}}{h} \rightarrow h \geq 11,2 \text{ cm} < 100 \text{ cm.}$$

• **Vérification suivant [7] :**

$$\text{Min (b,h)} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 100 \text{ cm} > 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

$$\text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} < 100 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4.$$

Condition vérifiée.

→ Les poteaux auront la section (**100×100**) cm^2

8.3 Etude du voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher **RDC**.

8.3.1 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du [7], qui stipule dans son article **10.1.2** :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

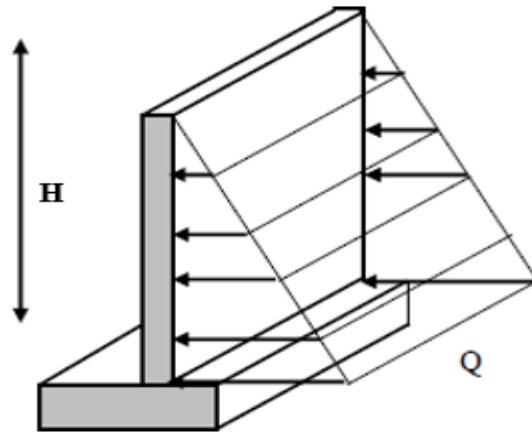


Figure 8.1 : Poussées des terres sur voile périphérique.

Pour notre structure, on va étudier le voile du premier sous-sol, et le voile du deuxième sous-sol

- L'épaisseur du voile périphérique = 20 cm.

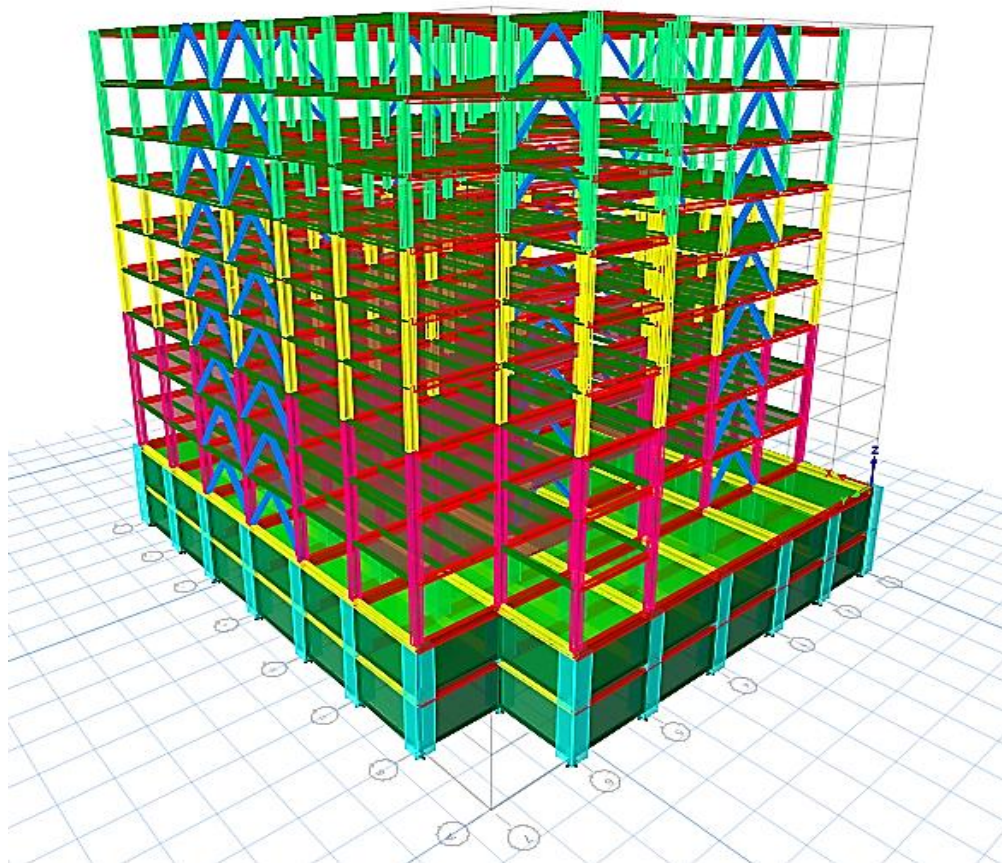


Figure 8.2: Structure modélisée par des voiles périphériques.

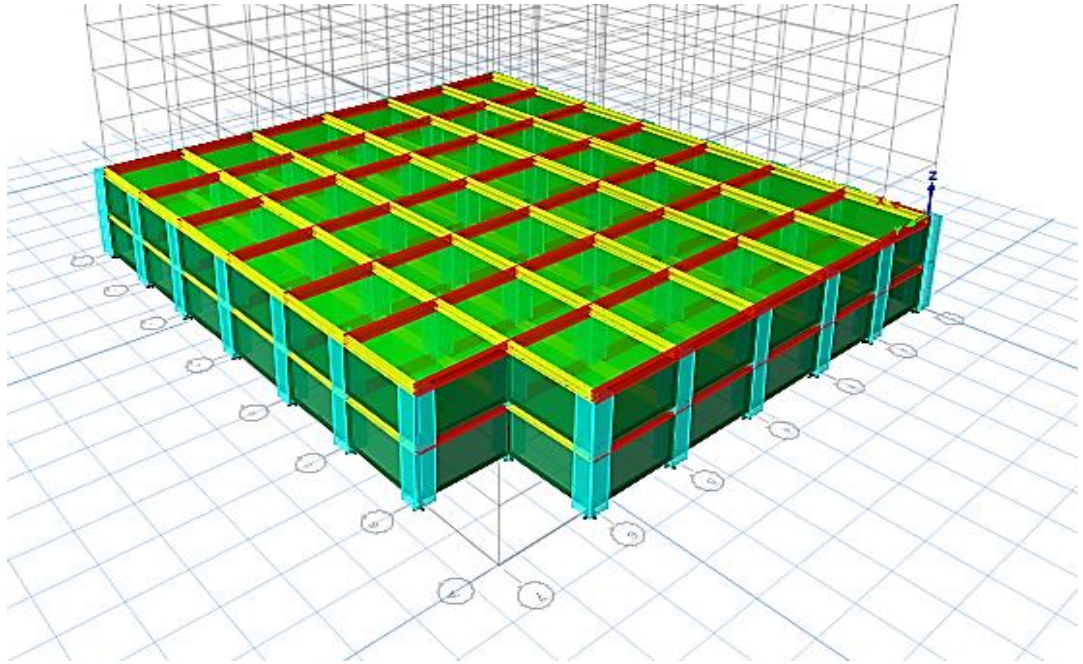


Figure 8.3: Modélisation 3D du voile périphérique.

✓ **Méthode de calcul :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées de terre, on considère le tronçon le plus défavorable pour une bande de **1m**.

- $L_x = 3,23m$.
- $L_y = 5,5m$.

8.3.2 Evaluation des charges :

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de **1m** se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon [6], la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=20kN/m^3$).

h : Hauteur du voile.

$$\phi = 27^0 \Rightarrow A = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,376$$

Voile du 1^{er} SS : $Q_1 = 0,376 \times 20 \times 3,23 = 24,29$ kN/ml.

$$Q_{u1} = 1,35 \times 24,29 = 32,79 \text{ kN/ml.}$$

Voile du 2^{ème} SS : $Q_2 = 0,376 \times 20 \times 6,46 = 48,58$ kN/ml.

$$Q_{u2} = 1,35 \times 48,58 = 65,583 \text{ kN/ml.}$$

8.3.3 Ferraillage du voile périphérique : (Annexe 3)

Le ferraillage sera calculé pour le panneau le plus sollicité (comme une dalle simplement appuyée) en flexion simple avec une fissuration préjudiciable **FP**, le calcul se fait à l'**ELU** et à l'**ELS**.

8.3.3.1 Détermination des efforts :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

$$M_x = \mu_x qL_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec :

μ_x , μ_y : coefficients donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires selon [6], et ils sont en fonction de **f**. (**Annexe 4**)

Tel que :

$$f = \frac{L_x}{L_y}$$

- **Moment en travée :**

- $M_{tx} = 0.75 M_x$

- $M_{ty} = 0.75 M_y$

- **Moment sur appui :**

- $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$

Voile du 1^{er} SS :

➤ ELU :

Les résultats de calcul des moments en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.1: Calcul des moments a l'ELU pour le voile du 1er SS.

L_x	L_y	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
3,23	5,5	0,587	0,0822	0,2948	28,12	21,09	8,29	6,22	14,06	14,06

➤ ELS :

Les résultats de calcul des moments en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.2: Calcul des moments a l'ELS pour le voile du 1er SS.

L_x	L_y	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
3,23	5,5	0,587	0,087	0,4672	22,05	16,54	10,30	7,73	11,025	11,025

Voile du 2^{ème} SS :

➤ ELU :

Les résultats de calcul des moments en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.3: Calcul des moments a l'ELU pour le voile du 2ème SS.

L_x	L_y	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
3,23	5,5	0,587	0,0822	0,2948	56,24	42,18	16,58	12,435	28,12	28,12

➤ **ELS :**

Les résultats de calcul des moments en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'**ELS** sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.4: Calcul des moments a l'ELS pour le voile du 2ème SS.

L_x	L_y	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
3,23	5,5	0,587	0,087	0,4672	44,09	33,07	20,60	15,45	22,045	22,045

8.3.3.2 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité, on applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. (**Annexe 3**)

Avec :

$$b = 100\text{cm.}$$

$$h = 20\text{cm.}$$

$$d = 18\text{cm.}$$

$$f_e = 500\text{M.Pa.}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa.}$$

$$f_{bc} = 14,17\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 434,78\text{MPa.}$$

Les résultats de ferrailage du voile du **1^{er} SS** sont regroupés dans le tableau suivant : (**Annexe 5**)

Tableau 8.5: Ferrailage du voile périphérique du 1er SS.

	Sens	M _u (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	21,09	2,76	4HA10	3,14
	y-y	6,22	0,80	4HA10	3,14
Appui	x-x, y-y	14,06	1,82	4HA10	3,14

Les résultats de ferrailage du voile du **2ème SS** sont regroupés dans le tableau suivant :
(Annexe 5)

Tableau 8.6: Ferrailage du voile périphérique du 2ème SS.

	Sens	M _u (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	42,18	5,66	4HA14	6,16
	y-y	12,435	1,6	2HA12	2,26
Appui	x-x, y-y	28,12	5,25	4HA14	6,16

8.3.3.3 Vérification :

- **Condition exigée par le RPA 99 version 2003 :**

Le **RPA** préconise un pourcentage minimum de **0.1%** de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_{L,T} \geq 0.1 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Condition de non fragilité :**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre **12** et **30** cm, on doit vérifier que :

$$A_x \geq A_x^{\min}$$

$$A_y \geq A_y^{\min}$$

Tel que :

$$A_x^{\min} = f_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{b \cdot h}{2}$$

$$A_y^{\min} = f_0 \times b \times h$$

Avec :

$$h = e = 20\text{cm.}$$

$$b = 100\text{cm.}$$

$f_0 = 0.0008$ pour les barres de **FeE500**

Donc :

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(3 - \frac{3,23}{5,5}\right) \frac{100 \times 20}{2} = 1,93\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2.$$

Voile du 1^{er} SS :

$$A_x = 3,14\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

$$A_y = 3,14\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

Voile du 2^{ème} SS :

$$A_x = 6,16\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

$$A_y = 2,26\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

○ **Les contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Voile du 1^{er} SS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.7: Vérification des contraintes de la dalle du raidier à l'ELS.

	Sens	M _{ser}	Choix	A _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	Observation
Travée	x-x	16,54	4HA10	3,14	7,05	15	617	250	Non
	y-y	7,73	4HA10	3,14	7,56	15	661,4	250	Non
Appui	x-x, y-y	11,025	4HA10	3,14	4,7	15	411,2	250	Non

→ Les contraintes ne sont pas vérifiées ni en travée ni en appuis, donc on augmente la section d'acier.

Tableau 8.8: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS (Correction).

	Sens	M _{ser}	Choix	A _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	Observation
Travée	x-x	16,54	6HA14	9,24	4,2	15	216,3	250	Oui
	y-y	7,73	4HA12	8,04	2,77	15	202,3	250	Oui
Appui	x-x, y-y	11,025	4HA14	12,57	3,4	15	213,6	250	Oui

Voile du 2^{ème} SS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.9: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.

	Sens	M _{ser}	Choix	A _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	Observation
Travée	x-x	33,07	4HA14	6,16	10,2	15	640,8	250	Non
	y-y	15,45	2HA12	2,26	7,18	15	687,5	250	Non
Appui	x-x, y-y	22,045	4HA14	6,16	6,81	15	427,1	250	Non

→ Les contraintes ne sont pas vérifiées ni en travée ni en appuis, donc on augmente la section d'acier.

Tableau 8.10: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS (Correction).

	Sens	M _{ser}	Choix	A _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	Observation
Travée	x-x	33,07	6HA20	18,85	5,88	15	216,6	250	Oui
	y-y	15,45	4HA16	8,04	4,2	15	231,2	250	Oui
Appui	x-x, y-y	22,045	4HA20	12,57	4,81	15	213,9	250	Oui

○ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa.}$$

$$T_x = \frac{qu LxLy}{2Lx+Ly} = \frac{65,58 \times 3,23 \times 5,5}{2 \times 3,23 + 5,5} = 97,41\text{kN.}$$

$$T_y = \frac{qu Lx}{3} = \frac{65,58 \times 3,23}{3} = 70,61\text{kN.}$$

$$T_u = \max (T_x, T_y) = 97,41\text{kN.}$$

$$\tau_u = \frac{97,41 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,54 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa.}$$

Condition vérifiée.

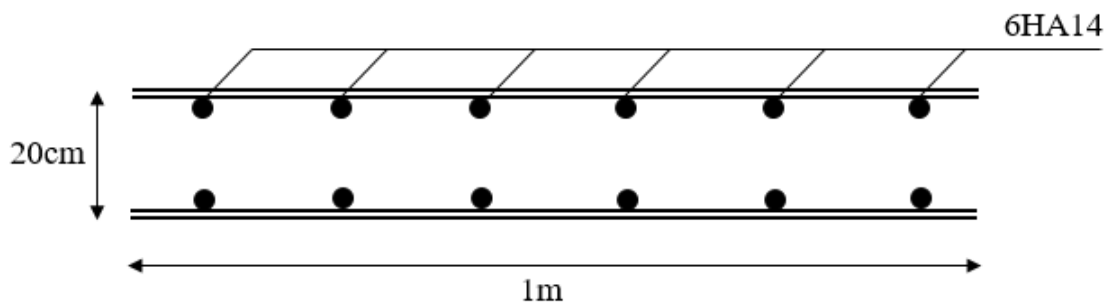


Figure 8.4: Ferrailage du voile périphérique du 1er SS sens x-x.

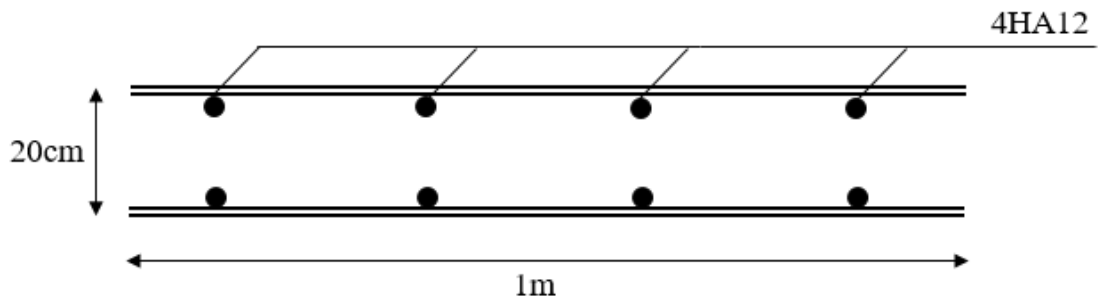


Figure 8.5: Ferrailage du voile périphérique du 1^{er} SS sens y-y.

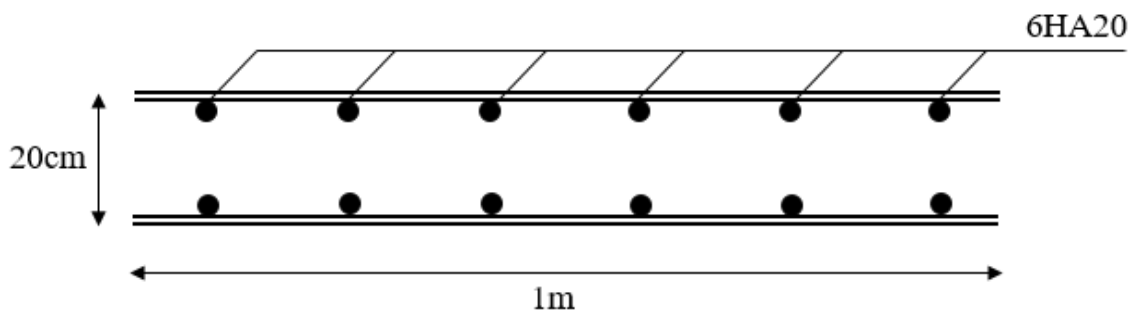


Figure 8.6: Ferrailage du voile périphérique du 2^{ème} SS sens x-x.

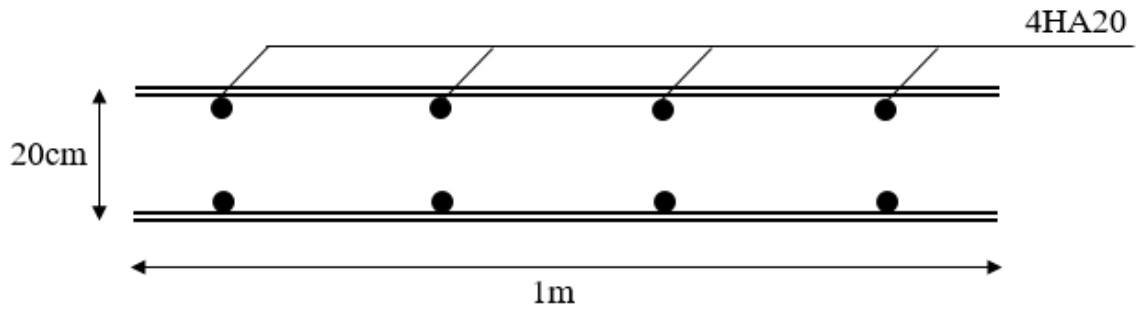


Figure 8.7: Ferrailage du voile périphérique du 2ème SS sens y-y.

8.4 Etude des fondations :

8.4.1 Types des fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau.
 - Semelle filante continue sous mur.
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux.
 - Radiers généraux ou nervurés.
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

8.4.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont :

- Type de l'ouvrage à construire.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **1,8** bars.

8.4.3 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (**C.D.G**) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

8.4.3.1 Vérification de la semelle isolée :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle isolée il faut que :

$$\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

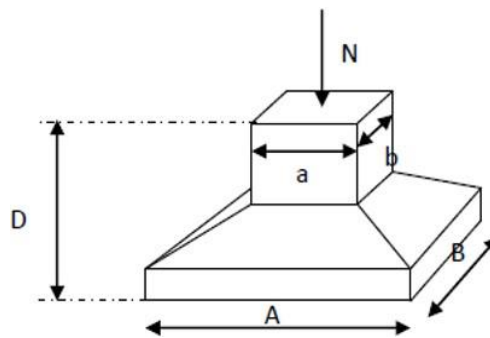


Figure 8.8: Semelle isolée.

- Calcul des dimensions A et B :
- Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Pour un poteau carré : $a = b$ et $A = B$, donc $S = B^2$.

Selon le logiciel **ETABS 20**, et sous la combinaison à l'ELS (G+Q) : $N_{\text{ser}} = 2318,426 \text{ kN}$.

Et selon l'étude géotechnique préliminaire : $\sigma_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bars} = 180 \text{ kN/m}^2$.

Alors : $\frac{2318,426}{B^2} \leq 180 \rightarrow B \geq \frac{\sqrt{2318,426}}{\sqrt{180}} = 3,6\text{m}$, on prend : $B = 4\text{m}$.

→ Donc les dimensions de la semelle doivent être **(4m×4m)**.

- Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que :

$$L_{\text{min}} \geq 1,5 B$$

Avec :

L_{\min} : Longueur minimale 5m.

Alors : $1,5 B = 1,5 \times 4 = 6m$.

$L_{\min} = 5m < 1,5 B = 6m$.

Condition non vérifiée.

→ Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 5m$, il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.

8.4.3.2 Vérification de la semelle filante :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne. Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Et que :

$$\frac{\text{Surface de la semelle filante}}{\text{Surface du batiment}} < 50 \%$$

$$S = \frac{\sum N_{ser}}{6\sigma_{\text{sol}}}$$

Tel que :

N : $\sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

S : Surface de la semelle ($S = B \times L$).

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

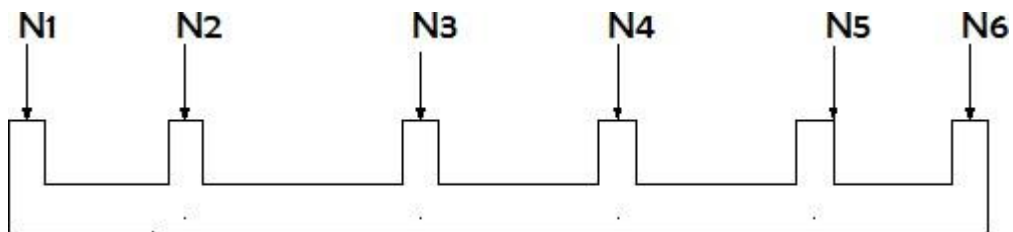


Figure 8.9: Semelle filante.

$$\rightarrow B = \frac{\sum N_{ser}}{L \times 6\sigma_{\text{sol}}} \text{ selon [6]}$$

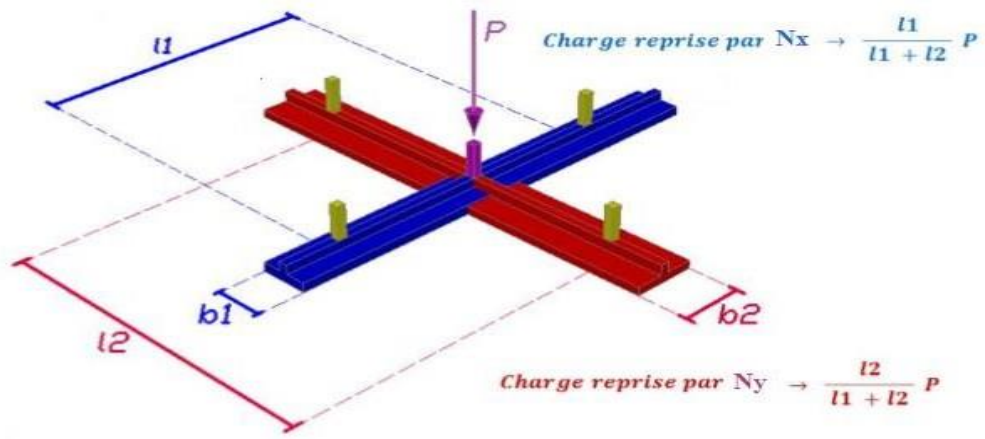


Figure 8.10: Répartition des charges pour les poteaux centraux.

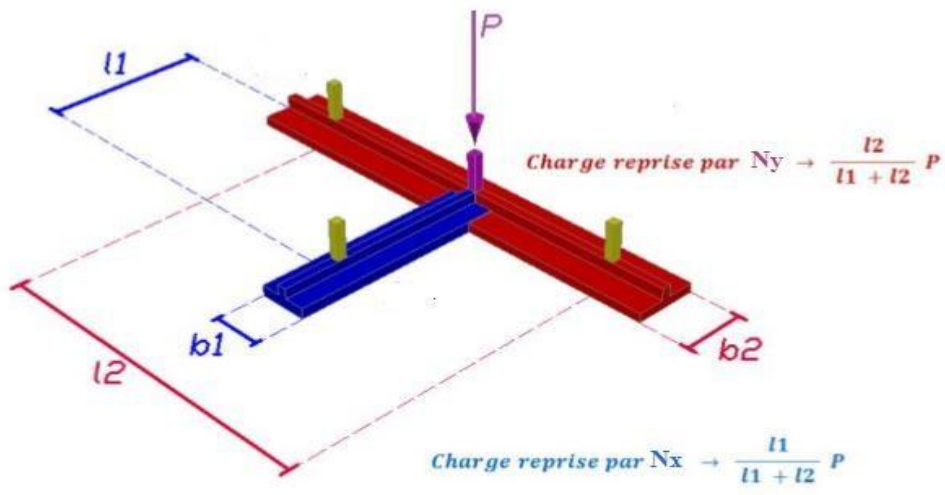


Figure 8.11: Répartition des charges pour les poteaux de rives.

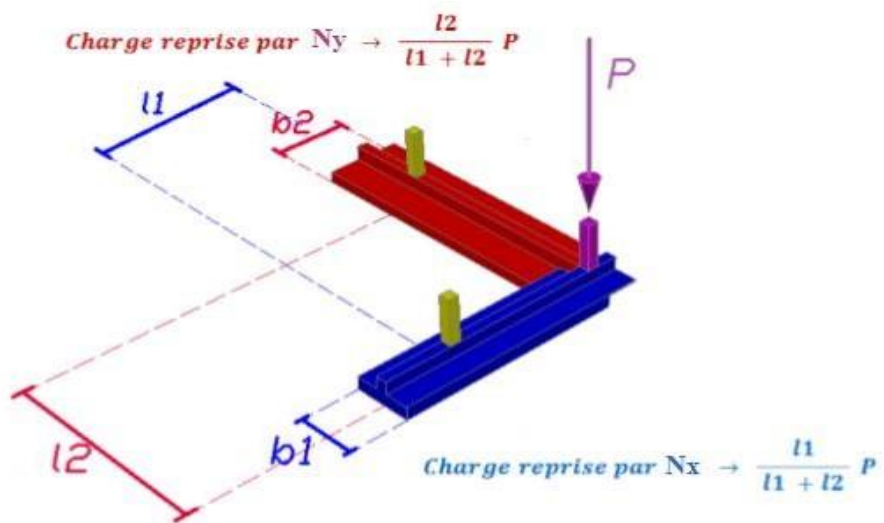


Figure 8.12: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.

➤ **Exemple de calcul :**

Selon le logiciel **ETABS 20**, le poteau le plus sollicité est **G-4** : **P** = 2318,426 kN.

$l_1 = 10\text{m}$.

$l_2 = 11\text{m}$.

- $N_{(4-G)X} = \frac{10}{10+11} \times 2318,426 = 1104,0203 \text{ kN}$.
- $N_{(4-G)Y} = \frac{11}{10+11} \times 2318,426 = 1214,422 \text{ kN}$.

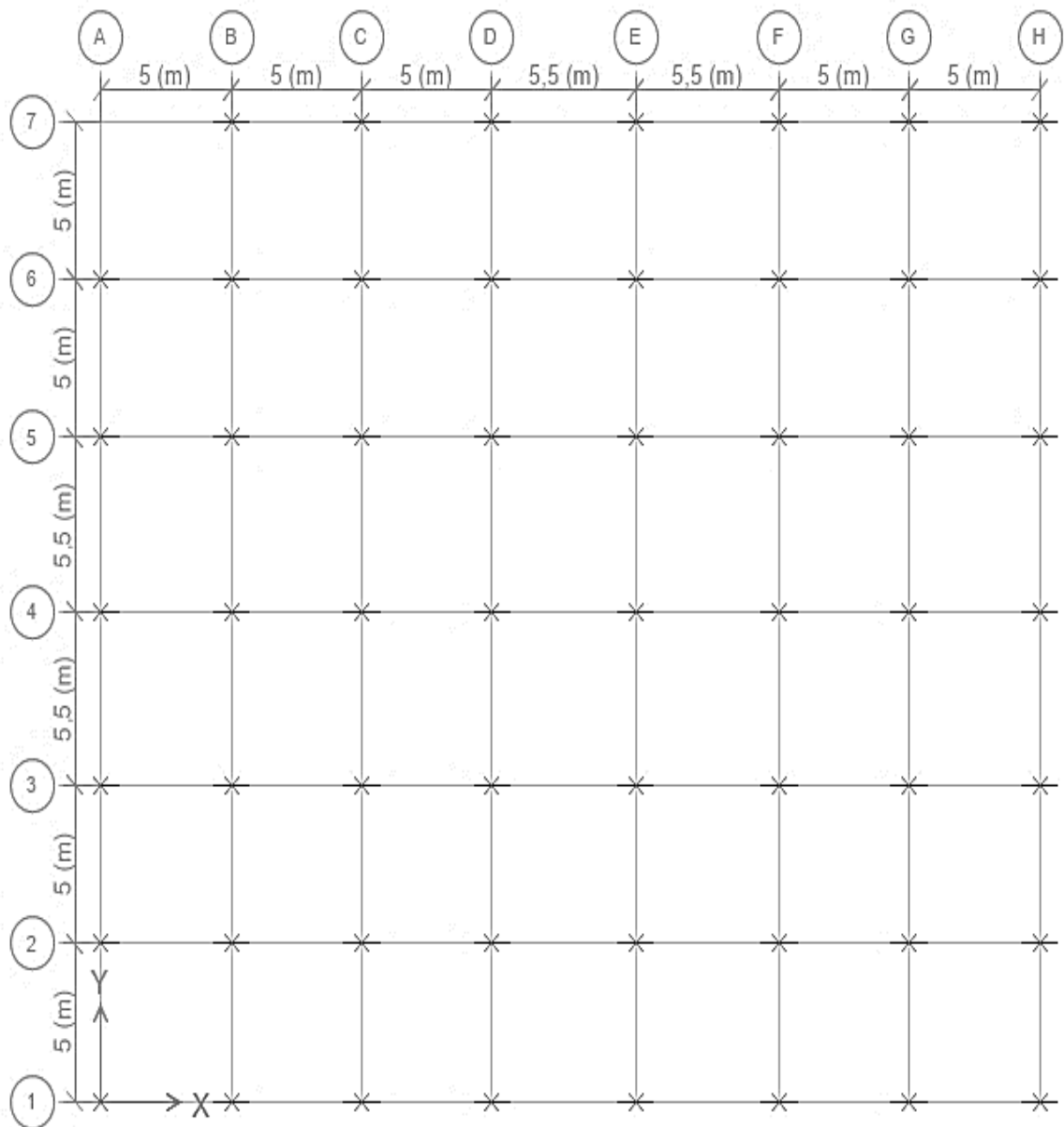


Figure 8.13: Positions des poteaux.

Les résultats des autres poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 8.11: Répartition pour les poteaux centraux.

Poteau	Sens x-x	Sens y-y	P (kN)	N_x (kN)	N_y (kN)
2-B	0,5	0,5	1286,1	643,05	643,05
2-C	0,5	0,5	2149,32	1074,66	1074,66
2-D	0,51	0,41	1951,94	995,49	956,45
2-E	0,52	0,48	1031,62	536,44	495,18
2-F	0,51	0,49	1932,9	985,78	947,12
2-G	0,5	0,5	2142,7	1071,35	1071,35
3-B	0,49	0,51	1280,16	627,28	652,88
3-C	0,49	0,51	1903,84	932,88	970,96
3-D	0,5	0,5	1867,25	933,63	933,63
3-E	0,51	0,49	971,85	495,64	476,21
3-F	0,5	0,5	2023,12	1011,56	1011,56
3-G	0,49	0,51	2204,79	1080,35	1124,44
4-B	0,48	0,52	719,6	345,41	374,19
4-C	0,48	0,52	1365,8	655,58	710,22
4-D	0,49	0,51	1450,21	710,60	739,61
4-E	0,5	0,5	1003,31	501,66	501,66
4-F	0,49	0,51	2132,14	1044,75	1087,39
4-G	0,48	0,52	2318,14	1112,85	1205,59
5-B	0,49	0,51	1240,77	607,98	645,20
5-C	0,49	0,51	1487,45	728,85	758,60
5-D	0,5	0,5	1889,75	944,88	944,88

5-E	0,51	0,49	1075,71	548,61	527,1
5-F	0,5	0,5	2076,14	1038,07	1038,07
5-G	0,49	0,51	2231,85	1093,61	1138,24
6-B	0,5	0,5	1692,25	846,125	846,125
6-C	0,5	0,5	2155,86	1077,93	1077,93
6-D	0,51	0,49	2174,43	1108,96	1065,47
6-E	0,52	0,48	2059,7	1071,04	988,66
6-F	0,51	0,49	2200,86	1122,44	1078,42
6-G	0,5	0,5	2170,21	1085,1	1085,1

Tableau 8.12: Répartition pour les poteaux d'angle.

Poteau	Sens x-x	Sens y-y	P (kN)	N_x (kN)	N_y (kN)
1-A	0,5	0,5	474,97	237,49	237,49
1-H	0,5	0,5	614,59	307,30	307,30
6-A	0,5	0,5	1135,84	567,92	567,92
7-B	0,5	0,5	1127,20	563,6	563,6
7-B	0,5	0,5	1120,55	560,28	560,28

Tableau 8.13: Répartition pour les poteaux de rive.

Poteau	Sens x-x	Sens y-y	P (kN)	N_x (kN)	N_y (kN)
1-B	0,67	0,33	1033,72	692,52	341,28
1-C	0,67	0,33	1411,82	945,92	465,90
1-D	0,68	0,32	1447,76	984,48	483,90

1-E	0,69	0,31	1440,08	993,66	446,42
1-F	0,68	0,32	1422,31	967,17	455,14
1-G	0,67	0,33	1385,55	928,32	457,23
2-A	0,33	0,67	484,33	159,83	324,50
2-H	0,33	0,67	1378,93	455,04	923,88
3-A	0,32	0,68	514,76	164,72	350,04
3-H	0,32	0,68	1487,70	476,06	1011,63
4-A	0,33	0,69	555,05	172,07	382,98
4-H	0,33	0,69	1509,83	468,05	1041,78
5-A	0,32	0,68	618,53	197,93	420,60
5-H	0,32	0,68	1484,67	475,09	1009,58
6-H	0,67	0,33	1370,51	918,24	452,27
7-C	0,67	0,33	1429,19	957,56	471,63
7-D	0,68	0,32	1567,93	1066,19	501,74
7-E	0,69	0,31	1904,25	1106,93	497,32
7-F	0,68	0,32	1552,99	1056,03	496,96
7-G	0,67	0,33	1410,92	945,32	465,60

- **Sens x-x :**

Tableau 8.14: Sections des semelles filantes sens x.

Files	N_{ser} (kN)	L (m)	B^{Calculé} (m)	B^{Choisi} (m)	Surface (m²)
A	1693,58	26	0,36	0,5	13
B	4322,72	31	0,77	1	31

C	5415,82	31	0,97	1	31
D	6744,23	31	1,21	1,5	46,5
E	5253,98	31	0,94	1	31
F	7225,8	31	1,29	1,5	46,5
G	7316,9	31	1,31	1,5	46,5
H	3924	31	0,7	1	31

- Sens-y-y :

Tableau 8.15: Sections des semelles filantes sens y.

Files	N_{ser} (kN)	L (m)	B^{Calculé} (m)	B^{Choisi} (m)	Surface (m²)
1	3434,51	36	0,53	1	36
2	6436,19	36	0,99	1	36
3	6531,35	36	1,01	1,5	54
4	6043,42	36	0,93	1	36
5	5344,03	36	0,82	1	36
6	6901,28	36	1,07	1,5	54
7	3557,13	31	0,64	1	31

Donc :

Surface de la semelle filante (m²)	Surface du bâtiment (m²)	%
559,5	1091	51,28

→ La surface totale de la semelle dépasse **50%** de la surface du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

8.4.3.3 Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

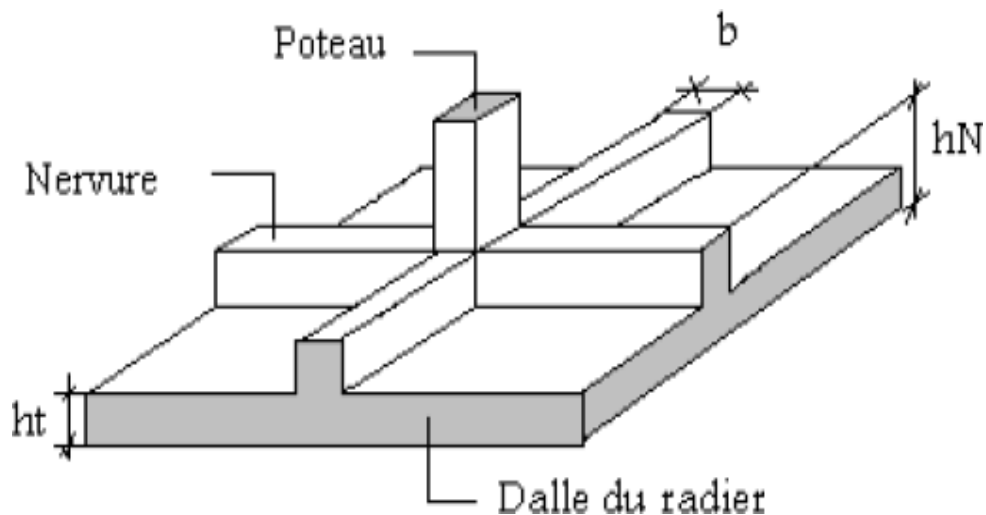


Figure 8.14: Radier nervuré.

8.4.3.3.1 Calcul de la surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure.

Pour : $N_{\text{ser}} = 105044,42 \text{ kN}$,

$$S \geq \frac{105044,42}{180} \rightarrow S \geq 583,58 \text{ m}^2.$$

Donc :

Surface nécessaire du radier (m ²)	Surface du bâtiment (m ²)	%
583,58	1091	54,48

→ La surface totale du radier = 1091 m².

8.4.3.3.2 Pré dimensionnement de radier :

- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur max entre les axes des poteaux.

$L_{\max} = 5,5\text{m}$.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27,7\text{cm}.$$

→ on prend : $h_d = 30\text{cm}$.

- La nervure :

- Hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{550}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{550}{10}$$

$36,67\text{cm} \leq h_{N1} \leq 55\text{cm}$.

→ on prend : $h_{N1} = 50\text{cm}$.

- Largeur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm.}$$

→ on prend : $b = 60 \text{ cm.}$

• **Condition de la raideur (rigidité) :**

Pour étudier la raideur de la semelle filante, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Et :

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Young équivalent ($E=20\,000 \text{ MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

- $K = 0,5 \text{ kg/cm}^3$: pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ kg/cm}^3$: pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ kg/cm}^3$: pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne donc on prend : $K = 4 \text{ kg/cm}^3$.

Après la simplification on opte pour :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = 96,6 \text{ cm.}$$

→ On prend : $h_{N2} = 1 \text{ m.}$

A partir des deux conditions : $h_N = \max(h_{N1}; h_{N2}) = 1 \text{ m.}$

8.4.3.3 Caractéristiques géométriques du radier :

Selon le logiciel **SOCOTEC (Formes) :**

➤ **Position du centre de gravité :**

- $X_G = 18,36\text{m}$.
- $Y_G = 15,2\text{m}$.

➤ **Moments d'inertie :**

- $I_{xx} = 84999,1\text{m}^4$.
- $I_{yy} = 114332\text{m}^4$.

8.4.3.3.4 Vérifications :

○ **Vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon [6], on doit vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Et selon (Art.10.1.5) [7], on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Tel que :

$$M_r = \sum M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Et :

$$M_s = N \times (X, Y)_G$$

Avec :

N : Poids de la structure (y compris le radier).

(X,Y)_G : Position du centre de gravité.

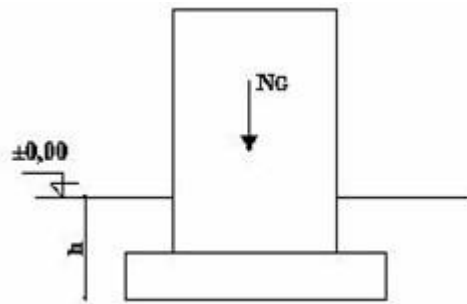


Figure 8.15: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

Selon le logiciel **ETABS 20** :

- $M_{0x} = 112808,04 \text{ kN.m}$
- $V_{0x} = 5404,70 \text{ kN}$.

$$h = h_{\text{sous-sol}} + h_N = 2 \times 3,23 + 1 = 7,55 \text{ m.}$$

$$B = 36,45 \text{ m.}$$

$$N = N_{\text{ser}} + (\rho b \times S \times h_d) = 105044,42 + (25 \times 1091 \times 0,3) = 113226,92 \text{ kN.}$$

$$M_s = 113226,92 \times 18,36 = 2078846,25 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 112808,04 + 5404,70 \times 7,55 = 153613,53 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{1784194,32}{153613,53} = 13,53 > 1,5$$

Condition vérifiée.

$$e = \frac{153613,53}{113226,92} < \frac{36,45}{4}$$

$$e = 1,36 \text{ m} < 9,11 \text{ m.}$$

Condition vérifiée.

- **Sens y-y :**

Selon le logiciel **ETABS 20** :

- $M_{0y} = 116244,23 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 5431,73 \text{ kN}$.

$$B = 33,40 \text{ m.}$$

$$M_s = 113226,92 \times 15,2 = 1721049,18 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 116244,23 + 5431,73 \times 7,55 = 157253,79 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{1721049,18}{157253,79} = 10,94 > 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$e = \frac{157253,79}{113226,92} < \frac{33,40}{4}$$

$$e = 1,39\text{m} < 8,35\text{m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

○ **Les Contraintes Sous le Radier :**

➤ **Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{105044,42}{1091}$$

$$96,28 \text{ kN/m}^2 \leq 180 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_1 < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_2 > 0$$

$$\sigma_{\text{moyenne}} < 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

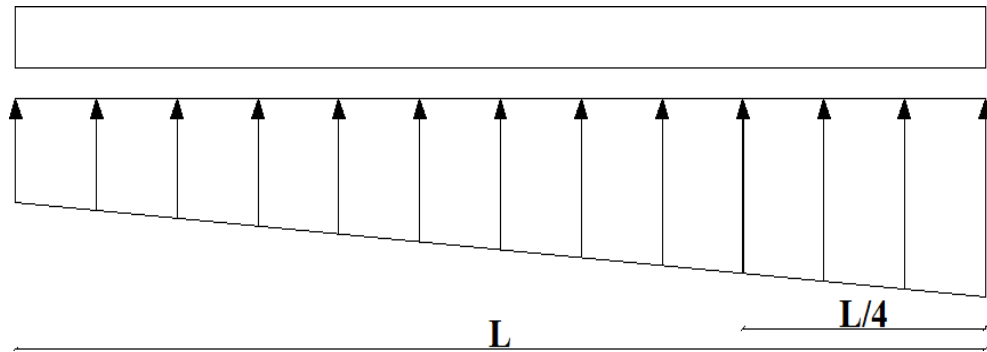


Figure 8.16: Contraintes sous le radier.

➤ **ELU :**

$N_u = N_u$ (structure) + 1,35 × poids propre de radier nervuré.

$$N_u = 144724,894 + 1,35 \times (25 \times 1091 \times 0,3) = 155771,224 \text{ kN.}$$

$$M_{r,x} = 153613,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{r,y} = 157253,79 \text{ kN.m}$$

$$V_x = X_G = 18,36 \text{ m.}$$

$$V_y = Y_G = 15,2 \text{ m.}$$

$$\sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.16: Contrainte sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_{moyenne}$ (kN/m ²)
Sens x-x	175,96	109,6	159,37
Sens y-y	163,68	121,82	153,215
Vérification	$\sigma_1 < 1,5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} = 239,4$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = 105044,42 \text{ kN.}$$

$$M_{r,x} = 153613,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{r,y} = 157253,79 \text{ kN.m}$$

$$V_x = X_G = 18,36\text{m.}$$

$$V_y = Y_G = 15,2\text{m.}$$

$$\sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.17: Contrainte sous le raider à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_{moyenne}$ (kN/m ²)
Sens x-x	129,46	63,1	112,53
Sens y-y	117,19	75,37	106,74
Vérification	$\sigma_1 < 1,5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} = 239,4$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

→ Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

8.4.3.3.5 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = 159,37 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = 112,53 \text{ kN/m}^2$$

8.4.3.3.6 Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

8.4.3.3.6.1 Ferraillage de la dalle du radier : (Annexe 3)

8.4.3.3.6.1.1 Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_u \times 1 = 159,37 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \times 1 = 112,53 \text{ kN/m}$$

8.4.3.3.6.1.2 Détermination des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur **04** cotés.

$$\text{Si } \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

→ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\text{Si } 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

→ La dalle travaille dans deux sens.

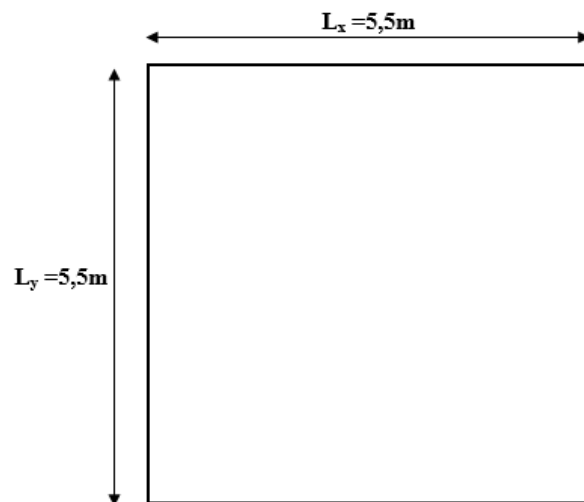


Figure 8.17: Panneau le plus sollicité de la dalle du radier.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$$M_x = \mu_x qL x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec :

μ_x , μ_y : coefficients donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires selon [6], et ils sont en fonction de f . (**Annexe 4**)

Tel que :

$$f = \frac{L_x}{L_y}$$

On suppose que les panneaux soient encastés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Moment en travée :**
 - $M_{tx} = 0.85 M_x$
 - $M_{ty} = 0.85 M_y$
- **Moment sur appui :**
 - $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$

➤ **ELU :**

Les résultats de calcul des moments en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.18: Calcul des moments a l'ELU.

L_x	L_y	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
5,5	5,5	1	0,0368	1	177,43	113,11	177,43	113,11	88,72	88,72

➤ **ELS :**

Les résultats de calcul des moments en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.19: Calcul des moments a l'ELS.

L_x	L_y	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
5,5	5,5	1	0,0441	1	150,11	112,58	150,11	112,58	56,26	56,26

8.4.3.3.6.1.3 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité, on applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. (**Annexe 3**)

Avec :

$b = 100\text{cm}$.

$h = 30\text{cm}$.

$$d = 27 \text{ cm.}$$

$$f_e = 500 \text{ M.Pa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant : (Annexe 5)

Tableau 8.20: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x, y-y	113,11	10,23	6HA16	12,06
Appui	x-x, y-y	88,72	7,91	4HA16	8,04

○ **Espacement :**

$$Esp \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$Esp \leq \min (90 ; 33)$$

○ **Travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

→ On prend : $S_t = 16,66 \text{ cm.}$

• **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

→ On prend : $S_t = 12,5 \text{ cm.}$

○ **Appui :**

• **Selon les deux sens :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

→ On prend : $S_t = 25\text{cm}$.

8.4.3.3.6.1.4 Vérification :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \text{ min} = 0,23 \times 1000 \times 270 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_s \text{ min} = 2,60\text{cm}^2.$$

→ Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- Les contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.21: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.

	Sens	M_{ser}	Choix	A_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	x-x, y-y	112,58	6HA16	12,06	13,06	15	752,4	250	Non
Appui	x-x, y-y	56,26	4HA14	8,04	6,81	15	376	250	Non

→ Les contraintes ne sont pas vérifiées ni en travée ni en appuis, donc on augmente la section d'acier.

Tableau 8.22: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS (Correction).

	Sens	M_{ser}	Choix	A_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	x-x, y-y	112,58	8HA25	39,27	7,45	15	237	250	Oui
Appui	x-x, y-y	56,26	6HA20	18,85	5,45	15	242,7	250	Oui

- La contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = \min(2,1\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,1\text{MPa}.$$

$$T_u = \frac{quL}{2} = \frac{159,39 \times 5,5}{2} = 438,32\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{438,32 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,62 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,1\text{MPa}.$$

Condition vérifiée.

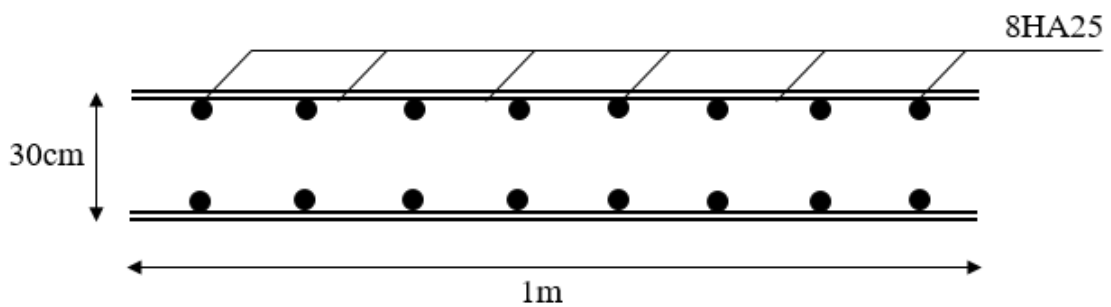


Figure 8.18: Ferrailage de la dalle du radier.

8.4.3.3.6.2 Ferrailage de la nervure : (Annexe 3)

8.4.3.3.6.2.1 Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [6].

$$M_0 = \frac{quL^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{159,39 \times 5,5^2}{8} = 602,69 \text{ kN.m}.$$

○ Moment en travée :

$$- M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 602,69 = 512,290 \text{ kN.m}.$$

○ Moment sur appui :

$$- M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 602,69 = 301,345 \text{ kN.m}.$$

8.4.3.3.6.2.2 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité, on applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. (Annexe 3)

Avec :

$$b = 60\text{cm.}$$

$$h = 100\text{cm.}$$

$$d = 90\text{cm.}$$

$$f_e = 500\text{M.Pa.}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa.}$$

$$f_{bc} = 14,17\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 434,78\text{MPa.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant : (**Annexe 5**)

Tableau 8.23: Ferrailage des nervures.

	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	512,290	13,61	8HA16	16,08
Appui	301,345	7,87	6HA14	9,24

8.4.3.3.6.2.3 Vérification :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times 600 \times 900 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{s \min} = 5,21\text{cm}^2.$$

→ Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- Les contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.24: Vérification des contraintes de la dalle du raidier à l'ELS.

	M_{ser}	Choix	A_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	361,67	8HA16	16,08	7,96	15	534,7	250	Non
Appui	212,745	6HA14	9,24	6,1	15	539,1	250	Non

→ Les contraintes ne sont pas vérifiées ni en travée ni en appuis, donc on augmente la section d'acier.

Tableau 8.25: Vérification des contraintes de la dalle du raidier à l'ELS (Correction).

	M_{ser}	Choix	A_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	361,67	8HA25	39,27	5,15	15	225	250	Oui
Appui	212,745	8HA20	25,13	3,78	15	204	250	Oui

○ **La contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = \min(2,1\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,1\text{MPa}.$$

$$T_u = \frac{quL}{2} = \frac{159,39 \times 5,5}{2} = 438,32\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{438,32 \times 10^3}{600 \times 900} = 0,81 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,1\text{MPa}.$$

Condition vérifiée.

8.4.3.3.6.2.4 Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$h = 100 \text{ cm}$

$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 120 = 3\text{cm}^2$

→ On opte pour **4HA12** comme armature de peau.

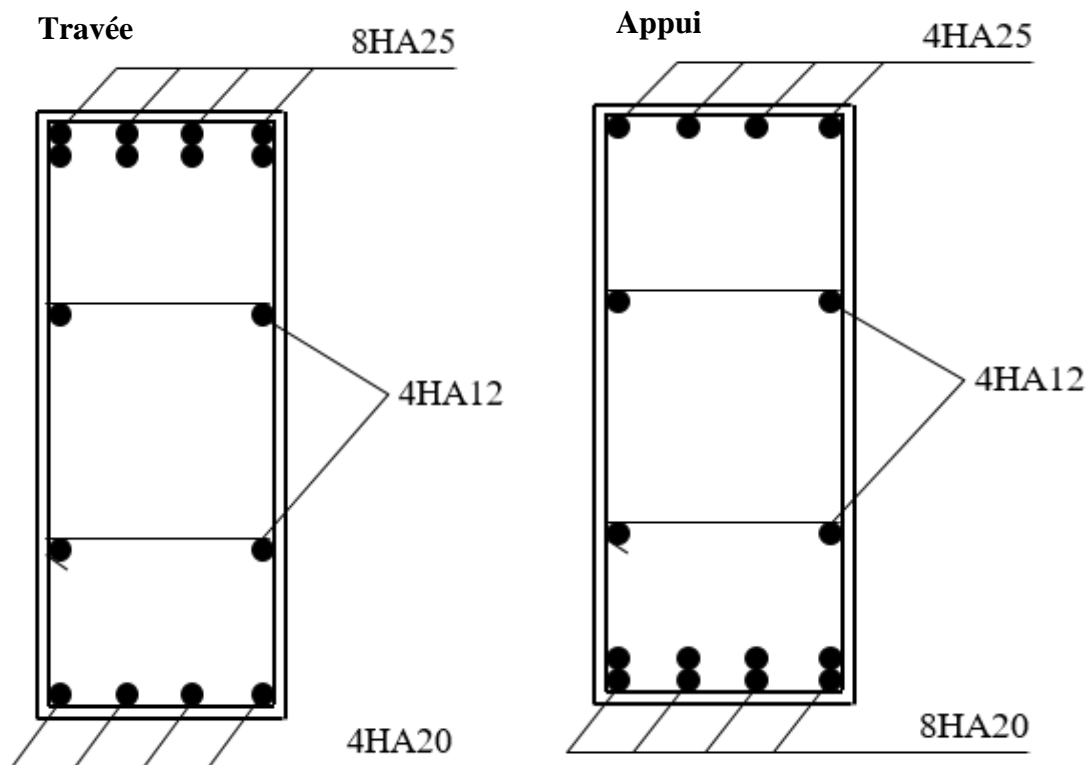


Figure 8.19: Ferrailage de la nervure.

8.5 Conclusion :

Un hôtel **R+7+2SS** fait référence à un hôtel avec **7** étages réservés aux chambres et deux sous-sols. Les charges structurelles sur les poteaux d'un bâtiment de cette taille peuvent être significatives en raison du poids de la structure, du mobilier, des équipements, ainsi que du nombre de personnes et des activités se déroulant à l'intérieur.

Le choix d'un radier nervuré comme solution structurelle pour soutenir les charges des poteaux est une décision courante dans de tels cas. Cette conception permet de répartir efficacement les charges sur une plus grande surface, ce qui réduit les contraintes exercées sur les poteaux individuels.

Conclusion

Générale

Dans ce projet, nous avons abordé différentes étapes de l'étude d'une structure en utilisant les connaissances acquises lors de votre cursus universitaire. Ce mémoire nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Voici les points importants tirés de cette étude :

Connaissance des matériaux : Une bonne connaissance des matériaux utilisés est cruciale pour un ingénieur en génie civil. Comprendre les propriétés et les comportements des matériaux permet de prendre des décisions éclairées lors de la conception et du calcul des structures.

Pré-dimensionnement : Le pré-dimensionnement est une étape préliminaire qui consiste à choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un pré-dimensionnement bien fait facilitera l'étude dynamique de la structure ultérieurement.

Étude au vent : Le vent peut causer des dommages importants aux constructions, il est donc crucial d'effectuer une étude au vent lors du calcul des structures métalliques. Plus la surface d'impact du vent sur les faces de la structure est grande, plus son effet est important.

Étude sismique : Le séisme est l'un des effets les plus dangereux à prendre en compte lors de la conception des structures. Une bonne modélisation des structures nécessite une maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul, tels que **ETABS**.

Conception et calcul des assemblages : En construction métallique, la conception et le calcul des assemblages sont aussi importants que le dimensionnement des éléments pour garantir la sécurité finale de la structure. Les logiciels **Autodesk Robot Structural Analysis 2020** et **IDEA STATICA** sont utilisés pour le calcul des assemblages.

Choix des fondations : Le type de fondation choisi dépend de la nature du sol et des charges prévues sur la structure. Dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire pour stabiliser la structure.

Utilisation des logiciels de calcul : L'utilisation de logiciels et de programmes de calcul tels que **ETABS, ROBOT, EXCEL, SOCOTEC...** Permet de réduire les erreurs de calcul manuel et le temps nécessaire pour réaliser l'étude.

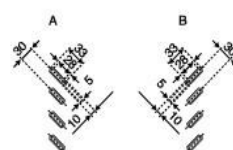
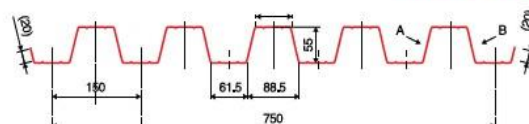
Ce projet a donc permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises et d'utiliser les outils informatiques pour réaliser une étude complète d'une structure dans le domaine du génie civil.

Références

- [1] : Document technique réglementaire « **D.T.R-B.C.2.44** » : Règles de conception et de calcul des structures en acier « **CCM 97** ».
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne « **D.T.R-C-2-47** » : Règlement neige et vent « **RNV 99** », version **2013**.
- [3] : Charges permanentes et charges d'exploitation « **DTR B.C 2.2** ».
- [4] : Cours charpente métallique 1, « **Mr MENNADI** ».
- [5] : Calcul des structures en acier, règles générales et règles pour les bâtiments « **EC3** ».
- [6] : « **BAEL91** » : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé aux états limites **91** modifié**99**.
- [7] : Document Technique Réglementaire « **D.T.R.B.C.2.48** » : Règles Parasismique Algériennes « **RPA99** », version **2003**.

Annexes

Annexe 1



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

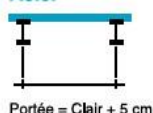
Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Module de résistance i.v ₁	i.v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

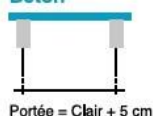
Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

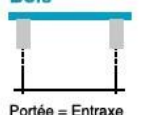
Acier



Béton



Bois



Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étai			Étais	Sans Étai			Étais	Sans Étai			Étais	Sans Étai			Étais
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 36.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl **SES** (Steel Export Service)
Route de Blida • Chemin Berberba • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21
Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



IPE, IPE-A, IPE-O POUTRELLES I EUROPÉENNES

Normes de référence :

Dimensions : IPE 80 - 600 NF A 45-205

hors normalisation NF

PE 750

PE-A 80 - 600

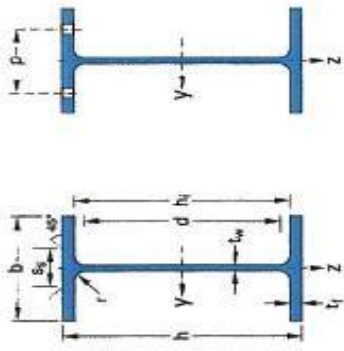
hors normalisation NF

PE-O 180 - 600

hors normalisation NF

NF EN 10034

Tolérances :

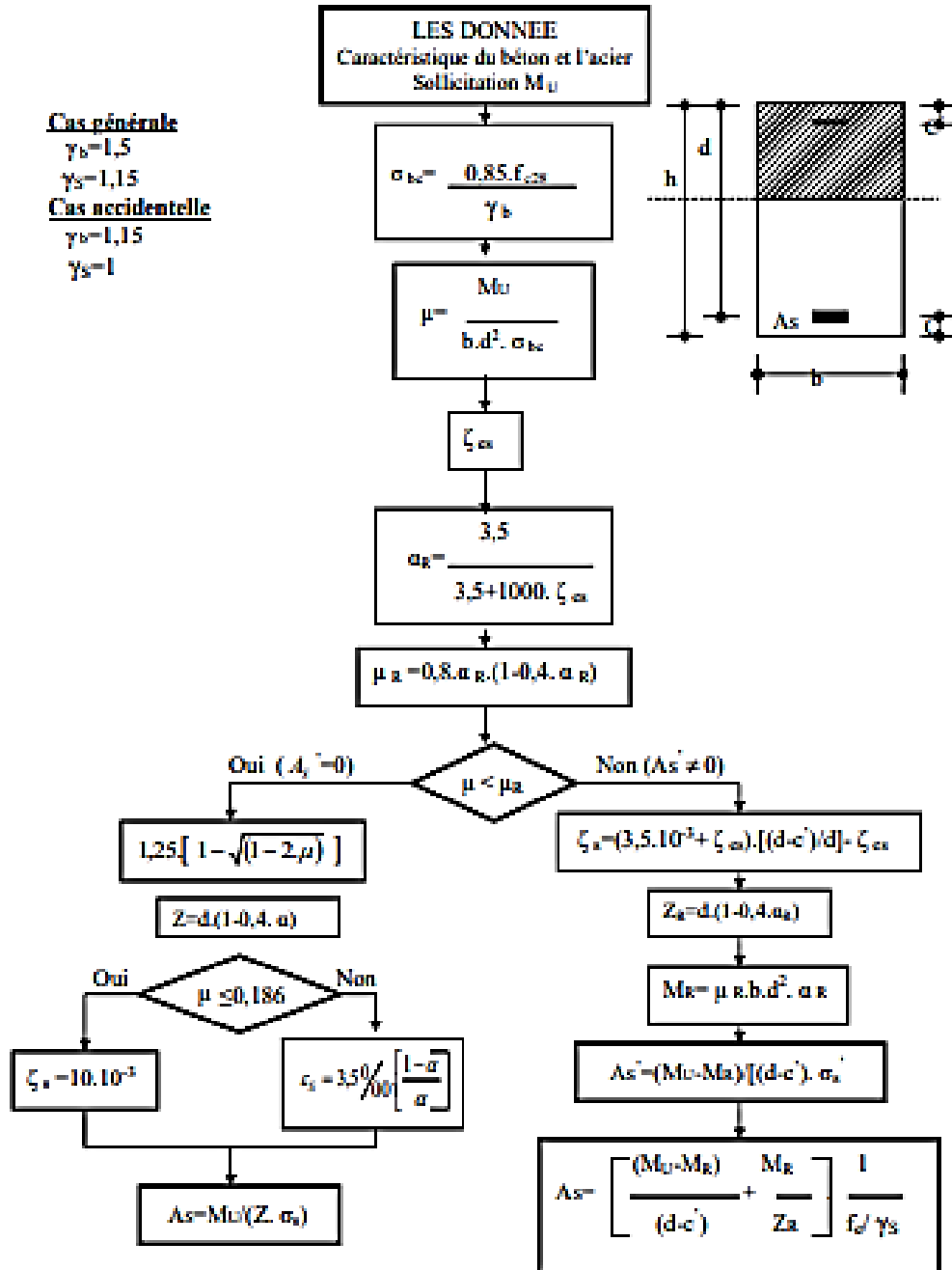


Annexe 2

Désignation	Masse M kg/m	Dimensions					Dimensions de construction a)			Surface à peindre		Valeurs statiques											Classification EN 10381-1						
		h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm ²	Aire	h _j mm	d mm	Ø mm	P _{min} mm	P _{max} mm	AL m ² /m	AM m ² /t	I _y cm ⁴	W _{eIy} cm ³	W _{pIy} cm ³	I _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{eIz} cm ³	W _{pIz} cm ³	I _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w × 10 ⁻³ cm ⁶	Flexion pure	Compression pure
IPE A 80	5,00	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,6	0,42	0,09	1,1	1	1
IPE 80	6,00	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,48	3,69	5,82	1,05	21,1	0,70	0,12	1,1	1	1
IPE A 100	6,89	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57	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	8,10	100	55	4,1	5,7	7	10,32	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35	1,1	1	1
IPE A 120	8,66	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47	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	120	64	4,4	6,3	7	13,21	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82	317,8	52,96	60,73	4,80	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	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05	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	2	1
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,43	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70	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	157	82	4,0	5,9	9	16,18	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70	689,3	87,81	99,09	6,53	7,90	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09	1,1	3	1
IPE 160	15,6	160	82	5,0	7,4	9	20,09	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47	869,3	108,7	123,9	6,56	9,66	69,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96	1,1	1	1
IPE A 180	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,58	164,0	146,0	M10	48	48	0,694	45,15	1,063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93	1,1	2	3
IPE 180	18,6	180	91	5,3	8,0	9	23,95	164,0	146,0	M10	48	48	0,698	37,13	1,317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43	1,1	2	1
IPE O 180	21,3	182	92	6,0	9,0	9	27,10	164,0	146,0	M10	50	50	0,705	33,12	1,505	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	197	100	4,5	7,0	12	23,47	183,0	159,0	M10	54	58	0,764	41,49	1,591	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	200	100	5,6	8,5	12	28,48	183,0	159,0	M10	54	58	0,768	34,36	1,943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,89	1,1	1	2
IPE O 200	25,1	202	102	6,2	9,5	12	31,96	183,0	159,0	M10	56	60	0,779	31,05	2,211	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	217	110	5,0	7,7	12	28,26	201,6	177,6	M12	60	62	0,843	38,02	2,317	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	220	110	5,9	9,2	12	33,37	201,6	177,6	M12	60	62	0,848	32,36	2,772	252,0	285,4	9,11	15,68	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	1,1	1	2
IPE O 220	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,39	201,6	177,6	M12	66	66	0,858	29,24	3,134	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	237	120	5,2	8,3	15	33,31	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,10	3,290	277,7	311,6	9,84	16,81	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26	1,1	2	4
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,12	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02	3,692	324,3	366,6	9,97	19,14	263,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,86	37,39	1,1	1	2
IPE O 240	34,3	242	122	7,0	10,8	15	43,71	220,4	190,4	M12	68	70	0,932	27,17	4,369	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	287	135	5,5	8,7	15	39,15	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75	4,917	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	270	135	6,6	10,2	15	45,95	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86	5,790	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	274	136	7,5	12,2	15	53,84	249,6	219,6	M16	74	88	1,051	24,88	6,947	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	297	150	6,1	9,2	15	46,53	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65	7,173	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	300	150	7,1	10,7	15	53,81	278,6	248,6	M16	72	86	1,160	27,46	8,356	557,1	628,4	12,46	25,08	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9	1,1	2	4
IPE O 300	49,3	304	152	8,0	12,7	15	62,83	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81	9,994	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	40,0	327	160	6,5	10,0	18	54,74	307,0	271,0	M16	78	96	1,250	29,09	10,230	625,7	701,9	13,67	26,99	695,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5	1,1	3	4
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,61	307,0	271,0	M16	78	96	1,254	25,52	11,770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,65	51,59	28,15	193,1	1,1	2	4
IPE O 330	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,62	307,0	271,0	M16	80	98	1,268	22,24	13,910	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

Annexe 3

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Annexe 4

	ELU $\nu = 0$		EL5 $\nu = 0.2$	
I_x/I_y	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 5

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 6

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 5/13/2023
Norme EN

Matériau

Acier S275
Béton C25/30

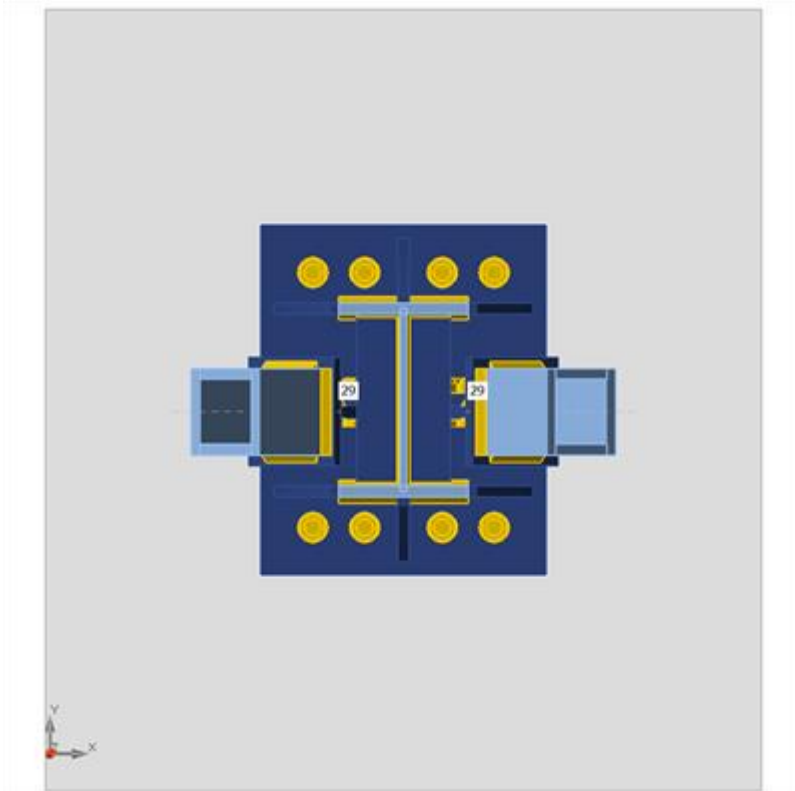
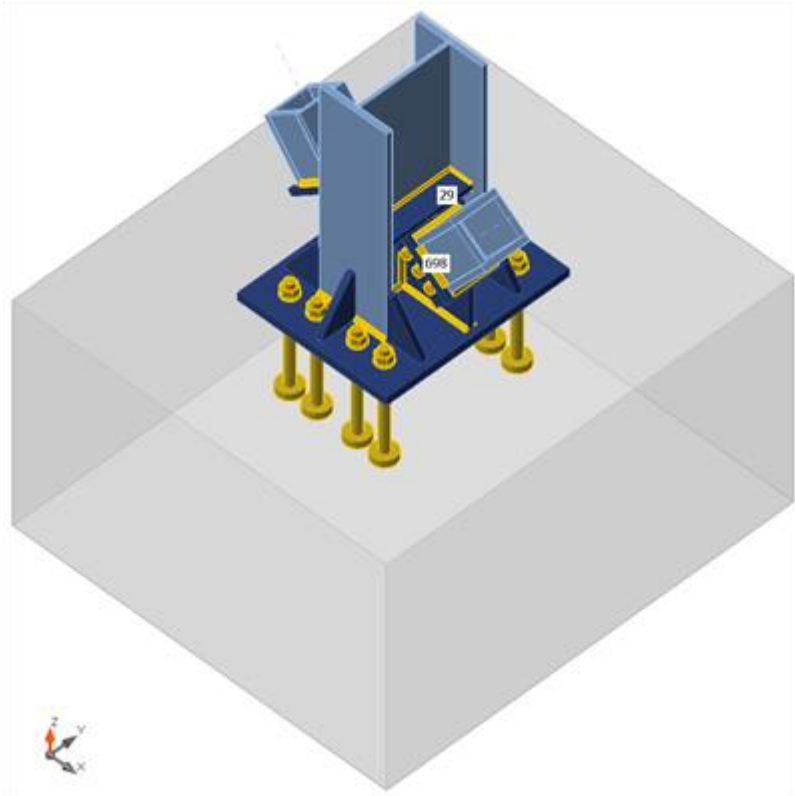
Élément du projet 57

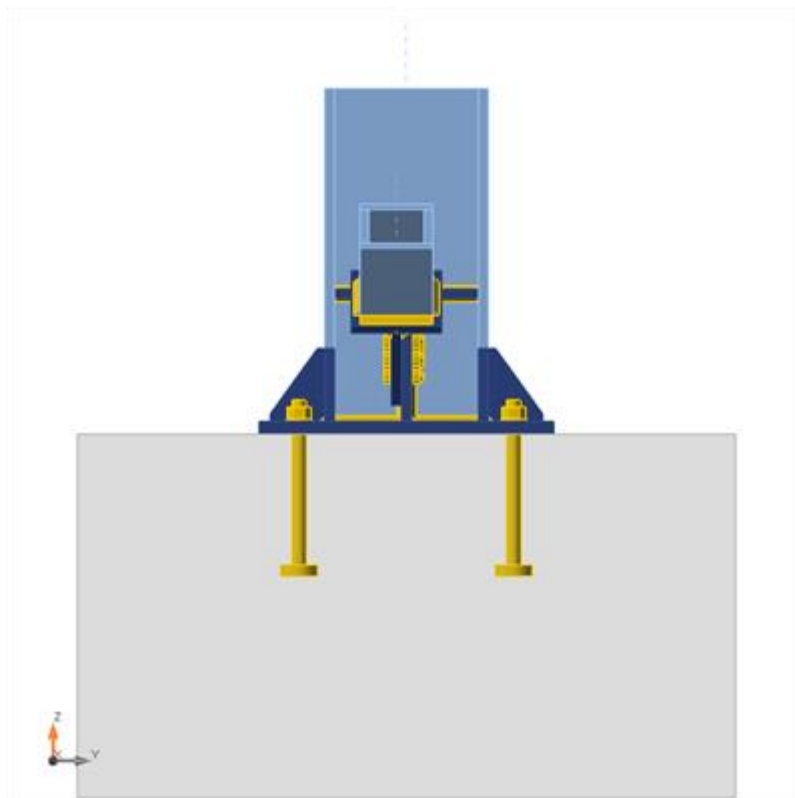
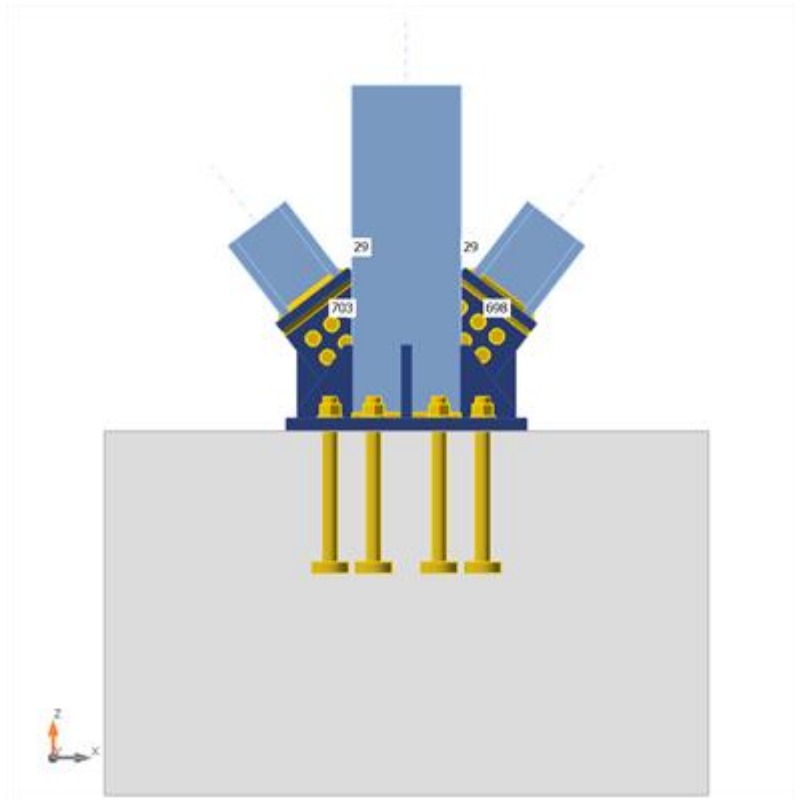
Conception

Nom 57
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

No m	Section transversale	β – Direct ion [°]	γ – An gle [°]	α – Rotat ion [°]	Décal age ex [mm]	Décal age ey [mm]	Décal age ez [mm]	Effo rts dans
29	1 - HEB450	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion
69 8	4 - TUBO200X200X25(BoxFl2 00x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion
70 3	4 - TUBO200X200X25(BoxFl2 00x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion





Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEB450	S275
4 - TUBO200X200X25(BoxFI200x(200/200))	S275

Nom	Matériau	Dessin
1 - HEB450	S275	
4 - TUBO200X200X25(BoxFI200x(200/200))	S275	

Tiges/Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M39 4.6	M39 4.6	39	400.0	1195
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0,8G+EX	29	-637.4	-2.9	7.9	0.0	-8.8	-11.9
	698	1096.6	0.0	-1.5	0.0	0.0	0.0
	703	1096.9	0.0	-1.5	0.0	0.0	0.0
0,8G+EY	29	-441.5	-0.2	23.2	0.0	-77.2	-0.7
	698	43.6	0.0	-1.5	0.0	0.0	0.0
	703	44.2	0.0	-1.5	0.0	0.0	0.0

ELS	29	-1030.5	0.0	16.8	0.0	-16.9	0.0
	698	-23.6	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	703	-22.7	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
ELU	29	-1426.0	0.0	23.8	0.0	-24.0	0.0
	698	-32.9	0.0	-2.5	0.0	0.0	0.0
	703	-31.6	0.0	-2.5	0.0	0.0	0.0
G+Q+EX	29	-1029.1	-2.9	17.4	0.0	-18.3	-11.9
	698	1086.1	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	703	1087.0	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
G+Q+EY	29	-833.2	-0.2	32.7	0.0	-86.7	-0.7
	698	33.1	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	703	34.2	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0

Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	1660 x 1810	mm
Profondeur	1000	mm
Ancrage	M39 4.6	
Longueur de l'ancrage	360	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Tiges	

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	1.3 < 5.0%	OK
Boulons	99.3 < 100%	OK
Tiges	95.7 < 100%	OK
Soudures	98.9 < 100%	OK
Bloc de béton	68.6 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
29-bfl 1	26.0	0,8G+EX	133.5	0.0	0.0	OK
29-tfl 1	26.0	0,8G+EX	104.8	0.0	0.0	OK
29-w 1	14.0	0,8G+EX	273.4	0.0	0.0	OK
698-tfl 1	25.0	0,8G+EX	189.3	0.0	0.0	OK
698-bfl 1	25.0	0,8G+EX	167.4	0.0	0.0	OK
698-w 1	25.0	G+Q+EX	99.0	0.0	0.0	OK
698-w 2	25.0	0,8G+EX	105.4	0.0	0.0	OK

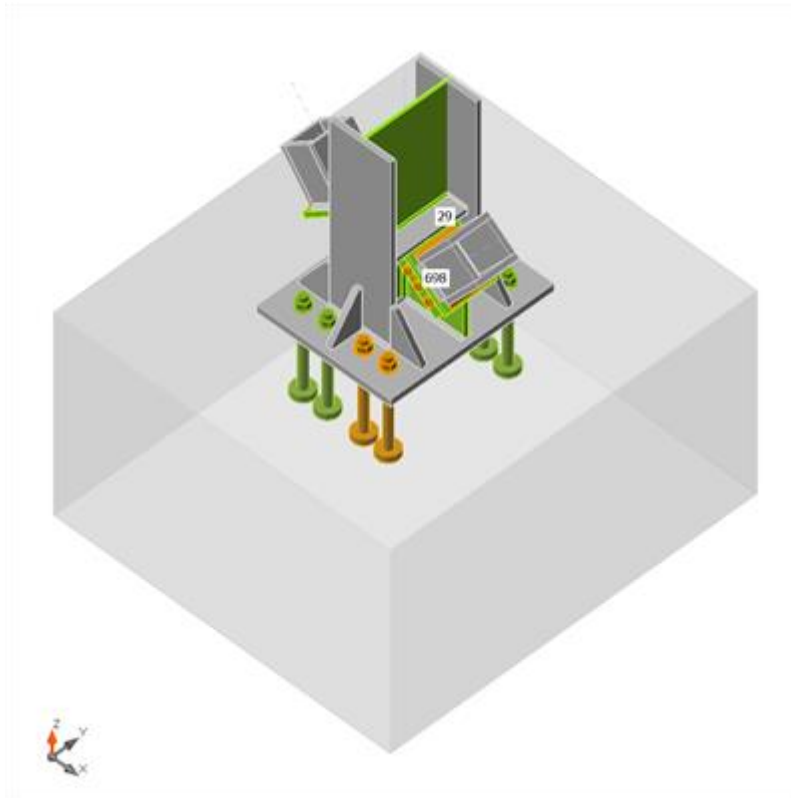
703-tfl 1	25.0	G+Q+EX	174.5	0.0	0.0	OK
703-bfl 1	25.0	0,8G+EX	183.0	0.0	0.0	OK
703-w 1	25.0	0,8G+EX	107.3	0.0	0.0	OK
703-w 2	25.0	G+Q+EX	96.4	0.0	0.0	OK
BP1	35.0	0,8G+EX	249.1	0.0	0.0	OK
SP1	25.0	0,8G+EX	276.6	0.8	105.8	OK
CPL1a	25.0	0,8G+EX	275.2	0.1	0.0	OK
CPL1b	30.0	0,8G+EX	277.8	1.3	67.0	OK
SP2	25.0	0,8G+EX	276.5	0.7	109.2	OK
CPL2a	25.0	0,8G+EX	275.2	0.1	0.0	OK
CPL2b	30.0	0,8G+EX	277.4	1.2	76.6	OK
ÉLAR1a	26.0	0,8G+EX	216.2	0.0	0.0	OK
ÉLAR1b	26.0	0,8G+EX	216.6	0.0	0.0	OK
ÉLAR1c	26.0	0,8G+EX	165.8	0.0	0.0	OK
ÉLAR1d	26.0	0,8G+EX	167.8	0.0	0.0	OK
ÉLAR1e	26.0	0,8G+EX	135.7	0.0	0.0	OK
ÉLAR1f	26.0	0,8G+EX	182.6	0.0	0.0	OK
RAID1	26.0	0,8G+EX	193.6	0.0	0.0	OK
RAID2	26.0	0,8G+EX	191.7	0.0	0.0	OK

Données de conception

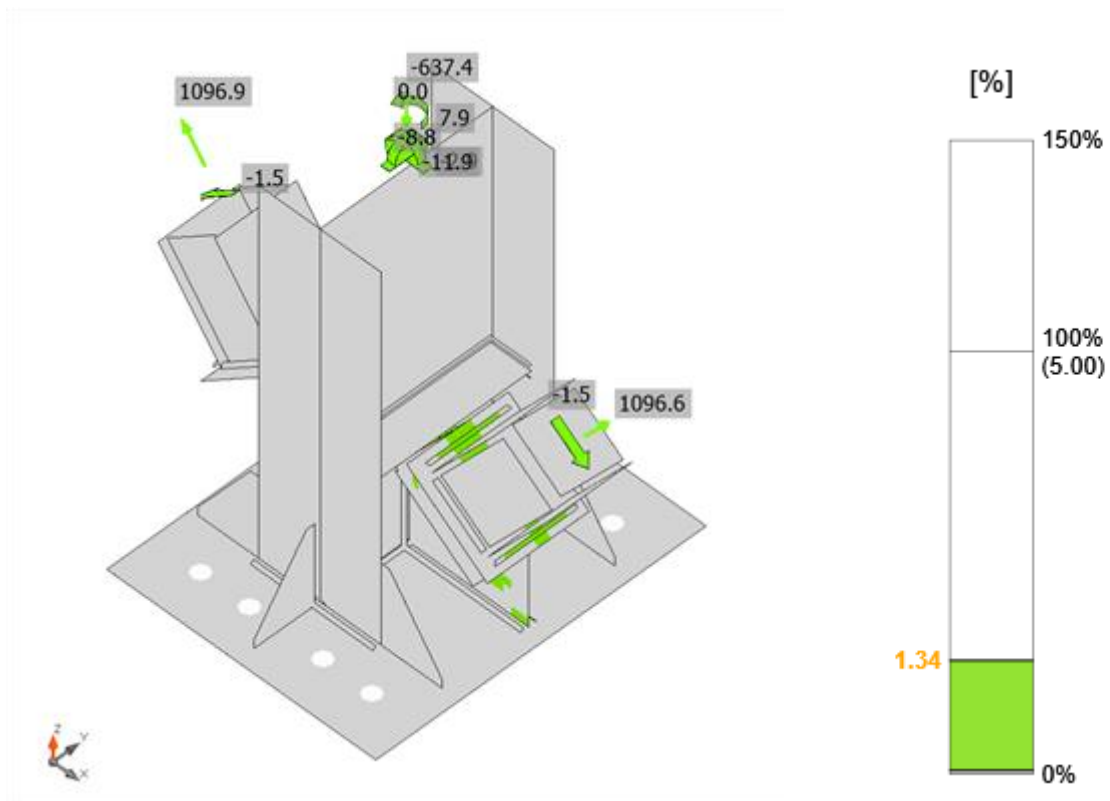
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Explication des symboles

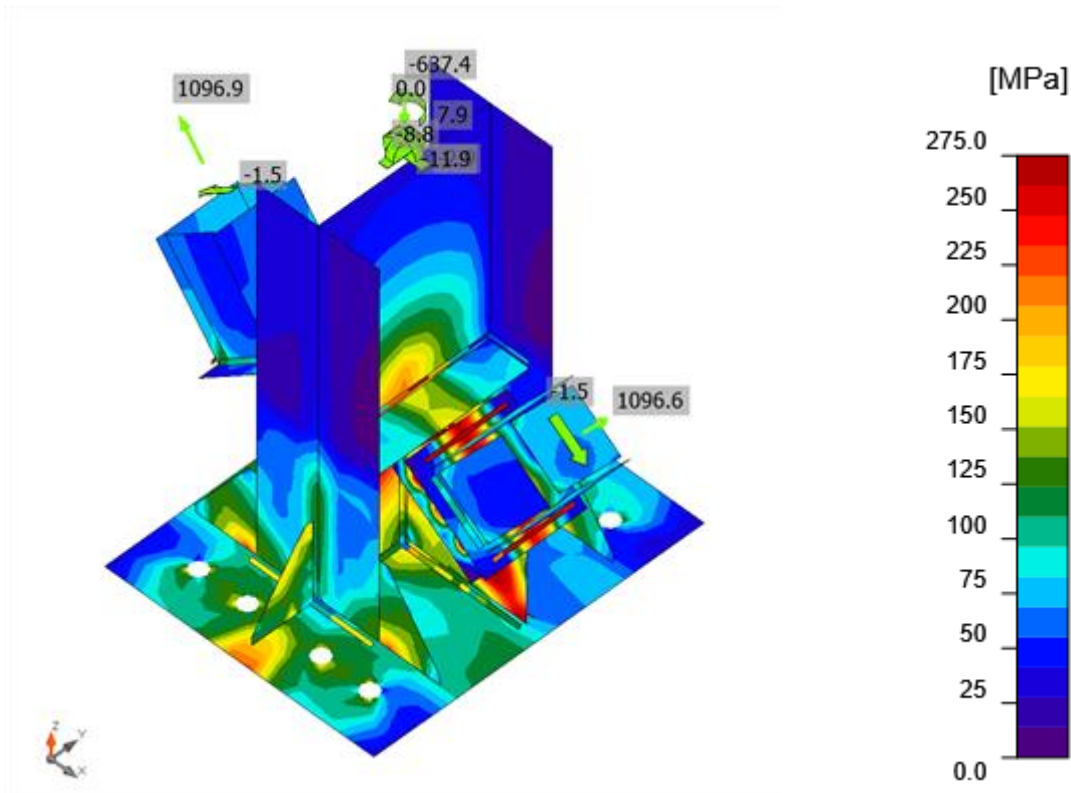
- ϵ_{PI} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, 0,8G+EX



Vérification de déformation, 0,8G+EX



Contrainte équivalente, 0,8G+EX

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Résultat
	B9	G+Q+EX	67.3	111.8	26.5	216.7	79.2	98.1	OK
	B10	0,8G+EX	0.0	138.7	0.0	216.7	98.2	98.2	OK
	B11	G+Q+EX	20.7	131.9	8.2	187.0	93.4	99.3	OK
	B12	0,8G+EX	30.4	125.3	12.0	216.7	88.8	97.3	OK
	B13	0,8G+EX	0.0	116.8	0.0	216.7	82.7	82.7	OK
	B14	0,8G+EX	40.3	123.3	15.8	260.1	87.3	98.6	OK
	B15	0,8G+EX	40.4	121.3	15.9	216.7	85.9	97.3	OK
	B16	0,8G+EX	0.0	112.3	0.0	216.7	79.5	79.5	OK
	B17	0,8G+EX	45.3	119.0	17.8	216.1	84.2	97.0	OK
	B18	G+Q+EX	38.4	124.1	15.1	216.7	87.9	98.7	OK
	B19	G+Q+EX	0.0	119.2	0.0	216.7	84.4	84.4	OK
	B20	G+Q+EX	44.9	121.3	17.7	260.1	85.9	98.5	OK
	B21	0,8G+EX	30.5	124.4	12.0	216.7	88.1	96.7	OK
	B22	0,8G+EX	0.0	116.3	0.0	216.7	82.4	82.4	OK
	B23	0,8G+EX	40.4	122.7	15.9	260.1	86.9	98.2	OK
	B24	0,8G+EX	70.3	110.5	27.7	216.7	78.3	98.0	OK
	B25	0,8G+EX	0.0	136.2	0.0	216.7	96.5	96.5	OK
	B26	0,8G+EX	25.7	129.8	10.1	157.0	91.9	99.1	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M24 10.9 - 1	254.2	615.8	141.2

○ Explication des symboles

- F_{t,Rd}** Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
F_{t,Ed} Effort de traction
B_{p,Rd} Résistance au cisaillement par poinçonnement
V Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon
F_{v,Rd} Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
F_{b,Rd} Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t Usage en traction
U_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B11

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 20.7 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
 $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
 $A_s = 353 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 615.8 \text{ kN} \geq F_t = 20.7 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 38 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
 $t_p = 25 \text{ mm}$ – Épaisseur
 $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq V = 131.9 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1.00$ – Facteur de réduction
 $\alpha_v = 0.50$ – Facteur de réduction
 $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon

$A = 353 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 187.0 \text{ kN} \geq V = 131.9 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 1.80$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.50$$

$$e_2 = 39 \text{ mm}$$

$$p_2 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}$$

$$e_1 = 39 \text{ mm}$$

$$p_1 = \infty \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4F_{v,Rd}} = 99.3 \%$$

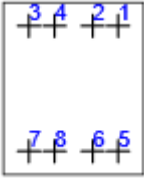
Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 8.2 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{tv} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{t,Rd})} = 93.4 \%$$

Tiges

Forme	Élémen t	Charge s	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Résulta t
	A1	0,8G+E X	119. 1	2.6	693. 7	-	71. 8	1.8	51. 5	OK
	A2	0,8G+E X	119. 6	5.2	693. 7	-	72. 1	3.7	52. 1	OK
	A3	0,8G+E X	114. 8	2.1	693. 7	-	69. 2	1.5	47. 9	OK
	A4	0,8G+E X	117. 8	5.2	693. 7	-	71. 0	3.7	50. 5	OK
	A5	0,8G+E X	157. 9	4.3	693. 7	-	95. 2	3.0	90. 7	OK
	A6	0,8G+E X	158. 8	7.2	693. 7	-	95. 7	5.1	91. 9	OK
	A7	0,8G+E X	153. 5	3.6	693. 7	-	92. 5	2.6	85. 7	OK
	A8	0,8G+E X	157. 0	6.9	693. 7	-	94. 6	4.9	89. 7	OK

Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M39 4.6 - 1	165.9	140.5

1. Explication des symboles

- N_{Ed} Effort de traction
 V_{Ed} Résultante des efforts de cisaillement V_y , V_z dans le boulon
 $N_{Rd,p}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par arrachement - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
 $N_{Rd,cb}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par éclatement latéral - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
 U_t Usage en traction
 U_s Utilisation en cisaillement
 U_{ts} Utilisation en traction et cisaillement
 $N_{Rd,s}$ Résistance à la traction de conception de moyen d'assemblage en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
 $V_{Rd,s}$ Résistance au cisaillement de conception en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1

Résultat détaillé pour A6

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 165.9 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 158.8 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 331.8 \text{ kN}$$

Où :

- $c = 0.85$ – facteur de réduction pour un filet coupé
- $A_s = 976 \text{ mm}^2$ – surface d'effort de traction
- $f_{uk} = 400.0 \text{ MPa}$ – résistance minimale à la traction du boulon
- $\gamma_{Ms} = 2.00$ – coefficient de sécurité pour acier

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

240.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'arrachement du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$\frac{N_{Rd,p}}{N_{s...}} = 693.7 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 158.8 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1248.6 \text{ kN}$$

Où :

- $k_2 = 7.50$ – coefficient pour béton fissuré/non fissuré
- $A_h = 6659 \text{ mm}^2$ – surface de la tête de la fixation qui porte la charge
- $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$

, où :

$$d_h =$$

100 mm

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– taille efficace de rondelle, où :

$$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$$

10 mm – épaisseur de la tête de la fixation à tête

$$d =$$

39 mm – diamètre de tige de la fixation

$$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa} \quad \text{– résistance à la compression de béton}$$

$$\gamma_{Mc} = 1.80 \quad \text{– coefficient de sécurité pour béton}$$

Résistance à l'éclatement latéral du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La vérification de rupture de béton par éclatement latéral n'est pas exigée si la distance au bord est $c_1 > 0,5 h_{ef}$.

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s...}} = 140.5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 7.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 234.2 \text{ kN}$$

Où :

- $k_7 = 1.00$ – coefficient de ductilité de tige en acier

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$A =$

0.22 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 234.2 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement caractéristique}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_0 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$k_0 =$

0.60 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$A_s =$

976 mm² – surface d'effort de traction

$f_{uk} =$

400.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{Ms} = 1.67 \quad \text{– coefficient de sécurité pour acier}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Tableau 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$$N_{Ed} = 158.8 \text{ kN} \quad \text{– effort de contrainte de conception}$$

$$N_{Rd,s} = 165.9 \text{ kN} \quad \text{– résistance à la traction de la fixation}$$

$$V_{Ed} = 7.2 \text{ kN} \quad \text{– effort de cisaillement de conception}$$

$$V_{Rd,s} = 140.5 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement de la fixation}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Tableau 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1.0$$

Où :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement}$$

$$\frac{N_{Ed,t}}{N_{Rd,t}} = 0\% \quad \text{– rupture par éclatement de béton de tige en traction}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 22\% \quad \text{– rupture de béton par arrachement}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par éclatement latéral}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\% \quad \text{– rupture du bord de béton}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par effet de levier}$$

Ferrailage supplémentaire (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9; EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.6)

Le ferrailage supplémentaire devrait résister à l'effort de 1098.5 kN en traction et 8.5 kN en cisaillement.

Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,E d}$ [MPa]	ε_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut ^c [%]	Résultat
BP1	ÉLA R1a	26.0	150	0,8G+EX								OK
29-bfl1	ÉLA R1a	26.0	200	0,8G+EX								OK
BP1	ÉLA R1b	26.0	150	0,8G+EX								OK
29-bfl1	ÉLA R1b	26.0	200	0,8G+EX								OK
BP1	ÉLA R1c	26.0	150	0,8G+EX								OK
29-tfl1	ÉLA R1c	26.0	200	0,8G+EX								OK
BP1	ÉLA R1d	26.0	150	0,8G+EX								OK
29-tfl1	ÉLA R1d	26.0	200	0,8G+EX								OK
BP1	ÉLA R1e	26.0	150	0,8G+EX								OK
29-tfl1	ÉLA R1e	26.0	200	0,8G+EX								OK
BP1	ÉLA R1f	26.0	150	0,8G+EX								OK
29-bfl1	ÉLA R1f	26.0	200	0,8G+EX								OK
BP1	29-bfl1	▲10.0	300	0,8G+EX	106.2	0.0	-48.3	11.6	-53.3	26.2	16.2	OK
		▲10.0	300	0,8G+EX	176.9	0.0	32.0	96.3	-28.7	43.7	36.4	OK
BP1	29-tfl1	▲10.0	300	0,8G+EX	132.9	0.0	19.8	-74.3	15.0	32.8	29.2	OK
		▲10.0	300	0,8G+EX	102.2	0.0	-44.1	5.8	52.9	25.3	15.1	OK
BP1	29-w1	▲10.0	424	0,8G+EX	140.4	0.0	-28.8	-	-	34.7	28.6	OK
		▲10.0	424	0,8G+EX	142.4	0.0	-30.3	74.8	29.3	35.2	28.8	OK

BP1	SP1	▲10.0	292	0,8G+EX	201.3	0.0	27.3	111.5	-28.7	49.7	34.9	OK
		▲10.0	292	0,8G+EX	218.7	0.0	40.3	-117.8	38.9	54.0	30.8	OK
29-w1	SP1	▲10.0	337	0,8G+EX	234.5	0.0	71.0	-90.6	-91.8	57.9	41.7	OK
		▲10.0	337	G+Q+EX	252.1	0.0	133.3	80.1	94.1	62.3	46.9	OK
CPL1a	CPL1b	▲12.0	250	0,8G+EX	358.1	0.0	177.5	0.6	179.6	88.5	47.6	OK
		▲12.0	250	0,8G+EX	397.7	0.7	199.0	-10.8	-198.5	98.3	90.7	OK
CPL1a	703-tfl 1	▲12.0	200	G+Q+EX	398.9	1.4	190.2	26.8	200.6	98.6	88.2	OK
CPL1a	703-bfl 1	▲12.0	200	0,8G+EX	399.9	2.1	193.1	-22.6	-201.0	98.8	92.8	OK
CPL1a	703-w 1	▲12.0	150	0,8G+EX	145.3	0.0	60.6	8.7	75.7	35.9	33.8	OK
CPL1a	703-w 2	▲12.0	150	G+Q+EX	114.0	0.0	-35.5	24.9	-57.4	28.2	23.6	OK
BP1	SP2	▲10.0	293	0,8G+EX	202.0	0.0	28.0	-111.7	-29.2	49.9	33.7	OK
		▲10.0	293	0,8G+EX	215.0	0.0	40.1	115.6	38.8	53.1	29.5	OK
29-w1	SP2	▲10.0	337	0,8G+EX	253.2	0.0	70.5	104.4	-93.9	62.6	42.7	OK
		▲10.0	337	0,8G+EX	257.1	0.0	127.4	-98.2	83.6	63.5	48.2	OK
CPL2a	CPL2b	▲12.0	250	0,8G+EX	369.6	0.0	166.7	-6.3	190.3	91.3	47.2	OK
		▲12.0	250	0,8G+EX	398.1	0.9	201.9	-10.9	-197.8	98.4	91.1	OK
CPL2a	698-tfl 1	▲12.0	200	0,8G+EX	400.1	2.1	193.2	-23.4	200.9	98.9	93.4	OK
CPL2a	698-bfl 1	▲12.0	200	G+Q+EX	398.7	1.3	189.9	24.3	-201.0	98.5	87.0	OK
CPL2a	698-w 1	▲12.0	150	0,8G+EX	107.2	0.0	-36.0	16.3	56.0	26.5	23.5	OK
CPL2a	698-w 2	▲12.0	150	0,8G+EX	153.4	0.0	19.8	-25.2	-84.1	37.9	34.0	OK
29-bfl 1	RAID 1	▲6.0	100	0,8G+EX	162.1	0.0	96.5	-23.8	71.3	40.1	31.2	OK

		▲6.0 ▾	100	0,8G+ EX	96.3	0. 0	- 45.3	- 48.8	-4.6	23 .8	17 .6	OK
29-w 1	RAID 1	▲6.0 ▾	398	0,8G+ EX	176. 4	0. 0	60.4	13.9	- 94.7	43 .6	23 .6	OK
		▲6.0 ▾	398	0,8G+ EX	270. 3	0. 0	- 232. 5	17.5	77.6	75 .1	29 .8	OK
29-tfl 1	RAID 1	▲6.0 ▾	100	0,8G+ EX	137. 1	0. 0	84.8	17.3	59.7	33 .9	23 .1	OK
		▲6.0 ▾	100	0,8G+ EX	77.3	0. 0	- 54.2	- 13.0	29.0	19 .1	16 .1	OK
29-bfl 1	RAID 2	▲6.0 ▾	100	0,8G+ EX	105. 5	0. 0	- 43.6	55.2	5.7	26 .1	18 .3	OK
		▲6.0 ▾	100	0,8G+ EX	156. 2	0. 0	93.6	16.4	- 70.3	38 .6	31 .0	OK
29-w 1	RAID 2	▲6.0 ▾	398	0,8G+ EX	268. 2	0. 0	-229 .1	-8.2	- 80.1	74 .0	30 .5	OK
		▲6.0 ▾	398	0,8G+ EX	170. 9	0. 0	58.0	- 18.1	91.0	42 .2	25 .8	OK
29-tfl 1	RAID 2	▲6.0 ▾	100	G+Q+ EX	72.3	0. 0	- 49.4	10.9	- 28.5	17 .9	14 .0	OK
		▲6.0 ▾	100	0,8G+ EX	135. 8	0. 0	85.1	- 10.2	- 60.3	33 .6	23 .4	OK
RAID 1	SP1	▲10. 0▾	100	G+Q+ EX	398. 1	0. 9	91.9	- 182. 3	129. 6	98 .4	65 .5	OK
		▲10. 0▾	100	G+Q+ EX	398. 5	1. 2	- 126. 2	- 210. 0	59.2	98 .5	81 .6	OK
RAID 2	SP2	▲10. 0▾	100	G+Q+ EX	398. 2	1. 0	104. 4	182. 3	126. 4	98 .4	62 .5	OK
		▲10. 0▾	100	G+Q+ EX	398. 4	1. 1	- 140. 2	205. 0	65.8	98 .4	79 .3	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	404.7	309.6

Explication des symboles

- ϵ_{PI} Déformation
 $\sigma_{w,Ed}$ Contrainte équivalente
 $\sigma_{w,Rd}$ Résistance aux contraintes équivalentes
 σ_{\perp} Contrainte perpendiculaire
 τ_{\parallel} Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure

- τ_{\perp} Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
- 0.9 σ** Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- β_w** Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
- Ut** Utilisation
- Utc** Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour CPL2a 698-tf1 1

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = \frac{404.}{7} \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = \frac{400.}{1} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 193.2 \text{ MPa}$$

où :

- $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime
- $\beta_w = 0.85$ – facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 98.9 \%$$

Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	G+Q+EX	58	4821	23.0	3.00	33.5	68.6	OK

Explication des symboles

- c** Largeur de pression diamétrale
- A_{eff}** Zone effective
- σ** Contrainte moyenne du béton
- k_j** Facteur de concentration
- F_{jd}** Résistance à la pression du béton
- Ut** Utilisation

Résultat détaillé pour BdB 1

Vérification de résistance à la compression de bloc de béton (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma_N = 23.0 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 33.5 \text{ MPa}$$

où :

$$N = 110.7 \text{ kN} \quad \text{– Effort normal de conception}$$

$A_{eff} = 4821 \text{ mm}^2$	– Superficie effective sur laquelle l'effort N de poteau est distribué
$\alpha_{cc} = 1.00$	– Effets sur Fcd à long terme
$\beta_j = 0.67$	– Coefficient du matériau de scellement β_j
$k_j = 3.00$	– Facteur de concentration
$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$	– Résistance à la compression caractéristique de béton
$\gamma_c = 1.50$	– Facteur de sécurité

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 68.6 \%$$

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3

Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Aucun		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 7

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 5/13/2023
Norme EN

Matériau

Acier S275
Béton C25/30

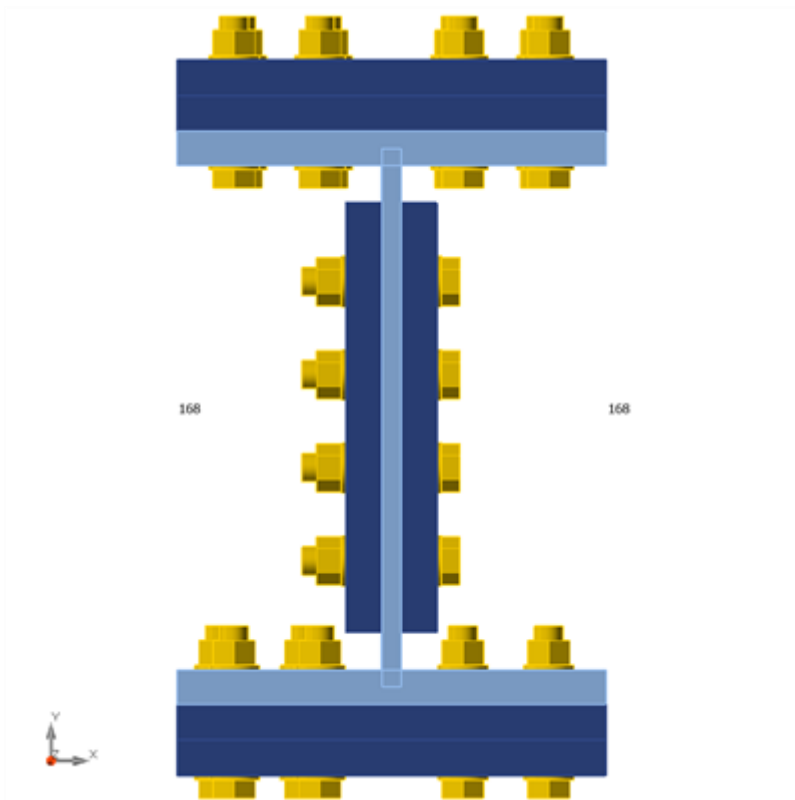
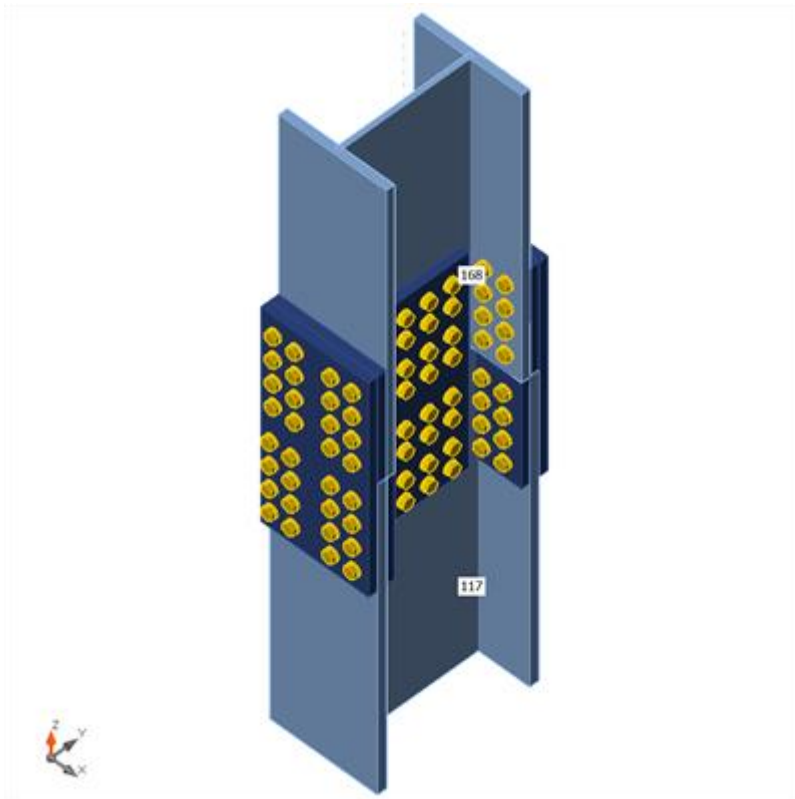
Élément du projet 168

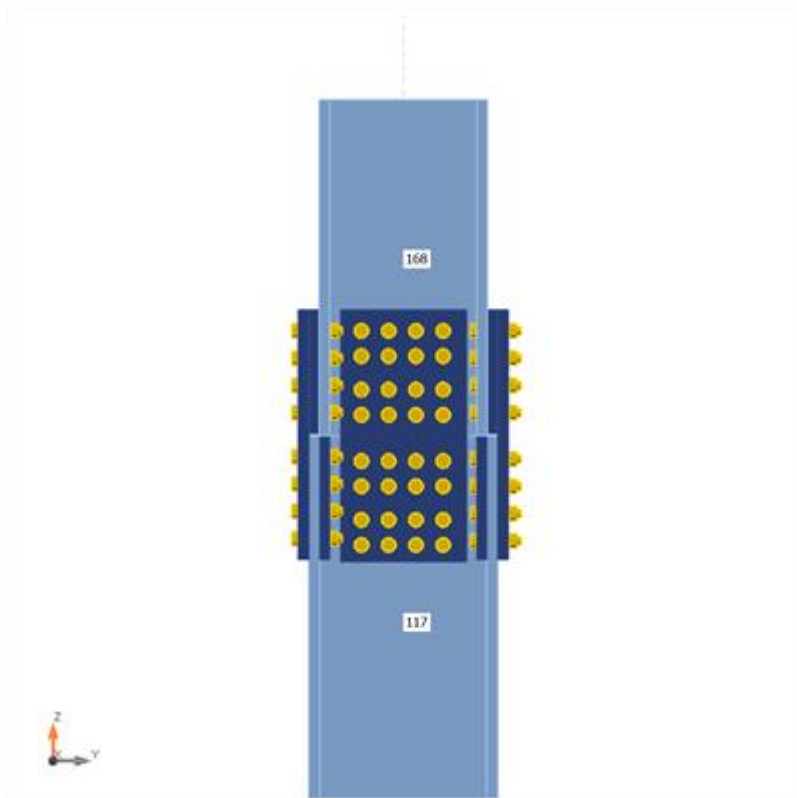
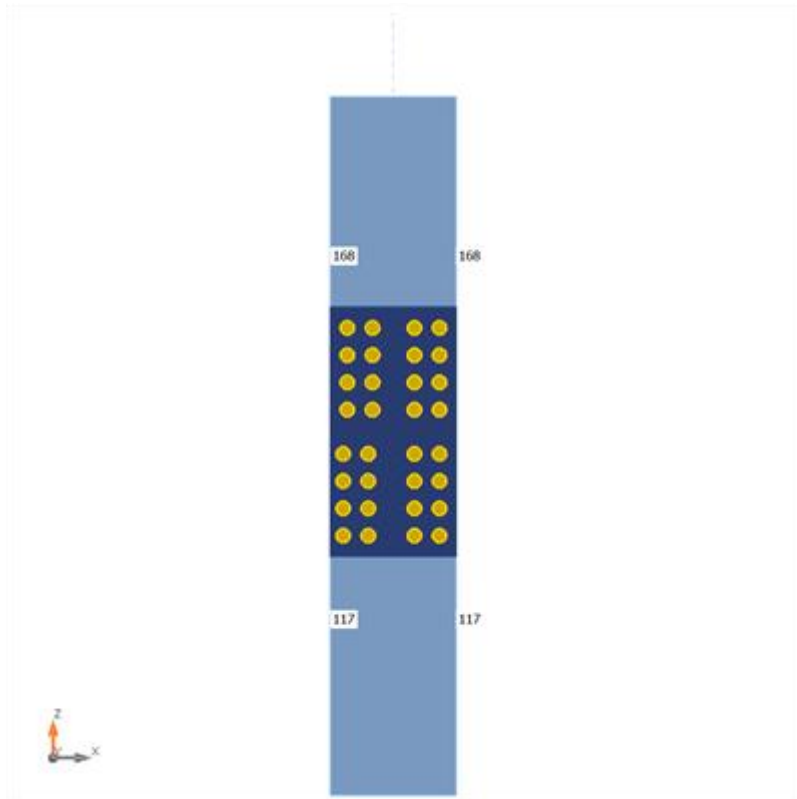
Conception

Nom 168
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

No m	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
117	1 - HEB450	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
168	5 - HEB400	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position





Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEB450	S275
5 - HEB400	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
1 - HEB450	S275	
5 - HEB400	S275	

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M20 10.9	M20 10.9	20	1000.0	314

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0,8G+EX	117	-2237.1	0.4	-30.2	0.0	2.9	2.4
	168	1691.9	-0.4	30.5	0.0	-46.1	-2.9
0,8G+EY	117	248.5	0.3	-33.2	0.0	-6.6	-0.2
	168	-226.4	-0.3	33.2	0.0	-60.4	-0.5
ELS	117	776.2	0.4	-22.8	0.0	-30.7	-0.5
	168	-672.3	-0.4	22.1	0.0	-33.9	-0.6
ELU	117	1072.3	0.5	-31.5	0.0	-42.5	-0.7

	168	-928.8	-0.6	30.6	0.0	-46.9	-0.9
G+Q+EX	117	-1951.7	0.6	-38.6	0.0	-9.0	2.2
	168	1444.3	-0.6	39.0	0.0	-59.2	-3.1
G+Q+EY	117	534.0	0.4	-41.6	0.0	-18.4	-0.4
	168	-474.0	-0.4	41.7	0.0	-73.5	-0.7

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5.0%	OK
Boulons	46.4 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
117-bfl 1	26.0	0,8G+EX	170.7	0.0	22.5	OK
117-tfl 1	26.0	0,8G+EX	104.6	0.0	7.7	OK
117-w 1	14.0	0,8G+EX	256.5	0.0	22.5	OK
168-bfl 1	24.0	0,8G+EX	234.7	0.0	14.7	OK
168-tfl 1	24.0	0,8G+EX	165.3	0.0	13.6	OK
168-w 1	13.5	0,8G+EX	250.2	0.0	14.7	OK
SP1	25.0	0,8G+EX	66.8	0.0	20.8	OK
SP2	25.0	0,8G+EX	93.5	0.0	23.0	OK
SP3	23.0	0,8G+EX	35.9	0.0	7.8	OK
SP4	23.0	ELU	53.9	0.0	2.4	OK
SP5	23.0	0,8G+EX	32.3	0.0	9.7	OK
SP6	23.0	ELU	53.6	0.0	2.3	OK
SP8	25.0	0,8G+EX	164.1	0.0	11.3	OK
SP9	25.0	0,8G+EX	124.8	0.0	7.9	OK
SP10	25.0	0,8G+EX	116.2	0.0	3.9	OK
SP11	25.0	0,8G+EX	111.6	0.0	4.0	OK

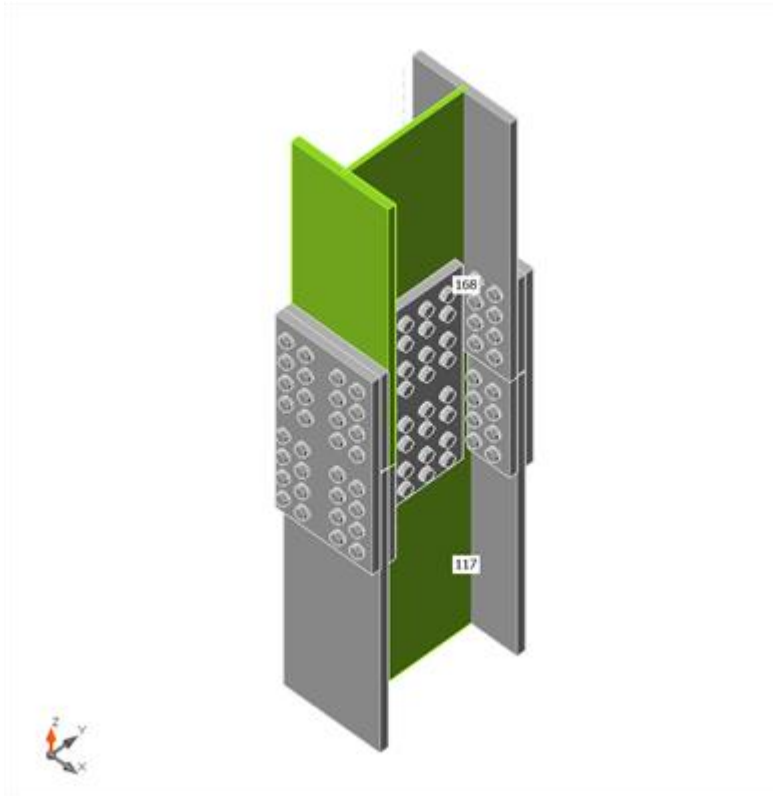
Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

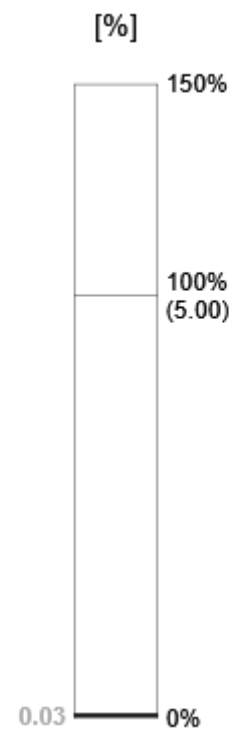
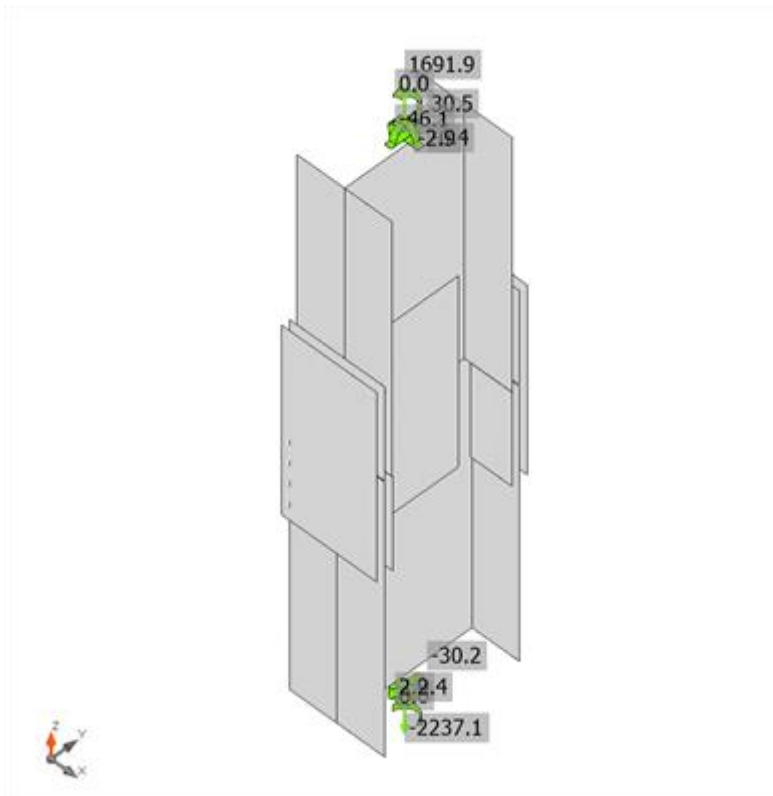
Explication des symboles

- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.

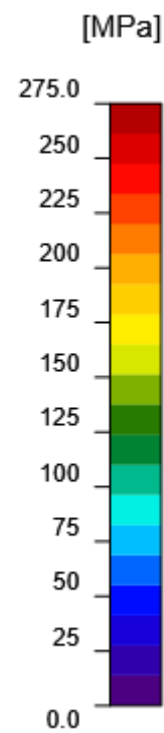
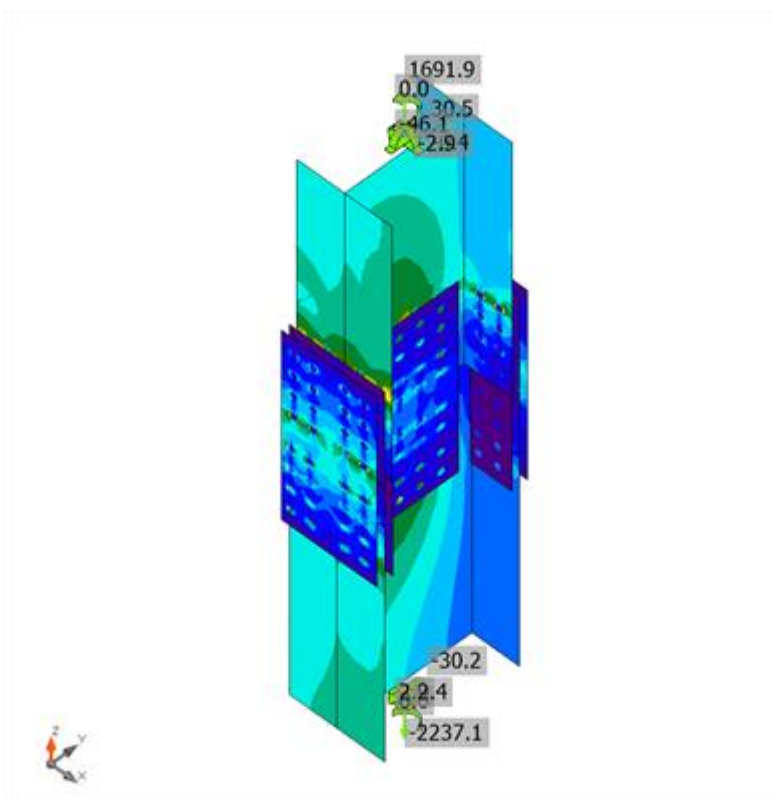
- σ_{cEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, 0,8G+EX



Vérification de déformation, 0,8G+EX





Contrainte équivalente, 0,8G+EX

Boulons

	No m	Class e	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Résultat
	B1	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	1.8	36.1	1.0	267. 7	36. 8	37. 5	OK
	B2	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	5.2	35.2	3.0	267. 7	35. 9	38. 0	OK
	B3	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	5.0	33.6	2.9	267. 7	34. 3	36. 4	OK
	B4	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	1.7	35.3	1.0	267. 7	36. 1	36. 8	OK
	B5	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.9	33.4	0.5	267. 7	34. 1	34. 5	OK
	B6	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.3	32.6	0.2	267. 7	33. 2	33. 4	OK
	B7	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.3	31.2	0.2	267. 7	31. 9	32. 0	OK
	B8	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.9	32.8	0.5	267. 7	33. 5	33. 9	OK
	B9	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	6.8	32.1	3.9	257. 0	32. 8	35. 5	OK
	B10	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.3	31.7	0.2	257. 0	32. 3	32. 5	OK
	B11	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.3	30.3	0.2	257. 0	31. 0	31. 1	OK
	B12	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	6.8	31.5	3.9	257. 0	32. 1	34. 9	OK
	B13	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	28.1	34.3	15. 9	257. 0	35. 0	46. 4	OK
	B14	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	13.1	34.4	7.4	257. 0	35. 1	40. 4	OK

186134
112910
78 58
54 12
888 234
386 222
344 120
882 178

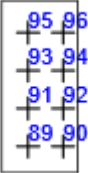
B15	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	13.1	32.9	7.4	257. 0	33. 6	38. 9	OK
B16	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	28.1	33.6	15. 9	257. 0	34. 3	45. 6	OK
B17	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	11.3	33.7	6.4	278. 4	34. 4	38. 9	OK
B18	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	6.5	34.6	3.7	278. 4	35. 3	37. 9	OK
B19	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	1.8	32.4	1.0	267. 7	33. 1	33. 8	OK
B20	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.2	33.0	0.1	278. 4	33. 6	33. 7	OK
B21	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.9	32.2	0.5	267. 7	32. 9	33. 3	OK
B22	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.5	32.5	0.3	267. 7	33. 2	33. 4	OK
B23	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	2.5	33.1	1.4	267. 7	33. 7	34. 7	OK
B24	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.4	33.5	0.2	267. 7	34. 1	34. 3	OK
B81	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	5.9	30.0	3.3	278. 4	30. 6	32. 9	OK
B82	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	10.6	31.6	6.0	278. 4	32. 3	36. 5	OK
B83	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.0	28.4	0.0	278. 4	29. 0	29. 0	OK
B84	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	1.5	30.4	0.9	267. 7	31. 1	31. 7	OK
B85	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.4	28.0	0.2	267. 7	28. 5	28. 7	OK
B86	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.9	30.2	0.5	267. 7	30. 8	31. 2	OK

	B87	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.2	28.8	0.1	267. 7	29. 3	29. 4	OK
	B88	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	2.6	30.8	1.5	267. 7	31. 4	32. 4	OK
	B25	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	6.9	22.5	3.9	248. 4	22. 9	25. 7	OK
	B26	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	4.2	23.2	2.4	278. 4	23. 6	25. 3	OK
	B27	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	1.0	21.8	0.6	267. 7	22. 3	22. 7	OK
	B28	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.2	22.3	0.1	278. 4	22. 8	22. 8	OK
	B29	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.3	22.0	0.2	267. 7	22. 5	22. 6	OK
	B30	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.2	22.3	0.1	267. 7	22. 8	22. 9	OK
	B31	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	1.6	23.2	0.9	267. 7	23. 6	24. 3	OK
	B32	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.3	23.4	0.2	267. 7	23. 9	24. 0	OK
	B33	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.7	25.4	0.4	267. 7	26. 0	26. 2	OK
	B34	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	3.7	25.1	2.1	267. 7	25. 6	27. 1	OK
	B35	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	3.4	23.3	1.9	267. 7	23. 8	25. 2	OK
	B36	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.6	24.6	0.3	267. 7	25. 1	25. 3	OK
	B37	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.7	23.5	0.4	267. 7	24. 0	24. 3	OK
	B38	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.2	23.1	0.1	267. 7	23. 5	23. 6	OK

	B39	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.2	21.5	0.1	267. 7	22. 0	22. 0	OK
	B40	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.7	22.8	0.4	267. 7	23. 3	23. 6	OK
	B41	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	5.0	22.5	2.8	257. 0	23. 0	25. 0	OK
	B42	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.3	22.4	0.2	257. 0	22. 9	23. 0	OK
	B43	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	0.3	20.9	0.2	257. 0	21. 3	21. 4	OK
	B44	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	5.0	21.8	2.8	257. 0	22. 2	24. 3	OK
	B45	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	19.4	24.0	11. 0	257. 0	24. 5	32. 4	OK
	B46	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	8.9	24.4	5.0	257. 0	24. 9	28. 5	OK
	B47	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	8.8	22.6	5.0	257. 0	23. 1	26. 6	OK
	B48	M20 10.9 - 1	0,8G+E X	19.3	23.2	11. 0	257. 0	23. 6	31. 5	OK
	B49	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	1.1	27.0	0.6	149. 1	36. 1	28. 0	OK
	B50	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.4	27.2	0.2	171. 4	31. 6	27. 9	OK
	B51	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	5.7	29.6	3.3	149. 1	39. 5	32. 6	OK
	B52	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.1	28.1	0.1	217. 7	28. 6	28. 7	OK
	B53	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	1.1	23.3	0.6	149. 1	31. 1	24. 2	OK
	B54	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.3	23.3	0.2	171. 4	27. 1	23. 9	OK

683682789778
888885789994
8888847773870
888880888886

B55	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	5.9	26.6	3.3	149. 1	35. 5	29. 5	OK
B56	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.1	24.7	0.1	217. 7	25. 2	25. 3	OK
B57	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	1.1	22.2	0.6	149. 1	29. 7	23. 1	OK
B58	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.3	22.2	0.2	171. 4	25. 8	22. 7	OK
B59	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	5.7	25.5	3.2	149. 1	34. 0	28. 3	OK
B60	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.1	23.6	0.0	217. 7	24. 1	24. 2	OK
B61	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.9	23.7	0.5	149. 1	31. 7	24. 6	OK
B62	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.3	23.7	0.2	171. 4	27. 6	24. 3	OK
B63	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	5.6	26.2	3.2	149. 1	34. 9	29. 0	OK
B64	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.2	24.8	0.1	217. 7	25. 3	25. 3	OK
B65	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.1	29.1	0.1	225. 8	29. 7	29. 7	OK
B66	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	5.9	30.8	3.3	154. 7	39. 6	33. 8	OK
B67	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.4	28.7	0.2	213. 3	29. 2	29. 4	OK
B68	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	1.3	28.2	0.7	154. 7	36. 3	29. 3	OK
B69	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.1	24.9	0.1	225. 8	25. 4	25. 4	OK
B70	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	6.0	26.9	3.4	154. 7	34. 6	29. 9	OK

	B71	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.3	23.9	0.2	213. 3	24. 4	24. 5	OK
	B72	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	1.1	23.7	0.6	154. 7	30. 5	24. 6	OK
	B73	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.1	23.1	0.0	225. 8	23. 6	23. 6	OK
	B74	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	5.6	25.1	3.2	154. 7	32. 3	27. 9	OK
	B75	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.3	22.0	0.1	213. 3	22. 4	22. 5	OK
	B76	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	1.0	21.9	0.6	154. 7	28. 2	22. 8	OK
	B77	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.1	23.6	0.1	225. 8	24. 1	24. 1	OK
	B78	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	5.3	25.1	3.0	154. 7	32. 3	27. 8	OK
	B79	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.2	22.7	0.1	213. 3	23. 1	23. 2	OK
	B80	M20 10.9 - 3	0,8G+E X	0.8	22.6	0.4	154. 7	29. 1	23. 4	OK
	B89	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	4.1	21.3	2.3	278. 4	21. 7	23. 4	OK
	B90	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	6.8	21.7	3.9	248. 4	22. 1	24. 9	OK
	B91	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.2	20.6	0.1	278. 4	21. 0	21. 1	OK
	B92	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	1.0	21.1	0.6	267. 7	21. 6	22. 0	OK
	B93	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.2	20.6	0.1	267. 7	21. 0	21. 1	OK
	B94	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.3	21.3	0.2	267. 7	21. 8	21. 9	OK

	B95	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	0.3	21.5	0.2	267. 7	22. 0	22. 1	OK
	B96	M20 10.9 - 2	0,8G+E X	1.5	22.3	0.8	267. 7	22. 7	23. 3	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M20 10.9 - 1	176.4	494.3	98.0
M20 10.9 - 2	176.4	473.7	98.0
M20 10.9 - 3	176.4	514.9	98.0

Explication des symboles

- F_{t,Rd} Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
F_{t,Ed} Effort de traction
B_{p,Rd} Résistance au cisaillement par poinçonnement
V Résultante des efforts de cisaillement Vy, Vz dans le boulon
F_{v,Rd} Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
F_{b,Rd} Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t Usage en traction
U_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B13

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_z}{\gamma_{M2}} = 176.4 \text{ kN} \geq F_t = 28.1 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
 $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
 $A_z = 245 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{1.1} = 494.3 \text{ kN} \geq F_t = 28.1 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 32 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
 $t_p = 24 \text{ mm}$ – Épaisseur
 $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 98.0 \text{ kN} \geq V = 34.3 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0.50 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u t}{\gamma_{M2}} = 257.0 \text{ kN} \geq V = 34.3 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 2.12$$

$$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.73$$

$$e_2 = 100 \text{ mm}$$

$$p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$e_1 = 250 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$t = 24 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

- Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
- Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- Diamètre du trou du boulon
- Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
- Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
- Résistance à la traction ultime du boulon
- Résistance ultime
- Diamètre nominal de moyen d'assemblage
- Épaisseur de la platine
- Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 46.4 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 15.9 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{t,Rd})} = 35.0 \%$$

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 8

Données du projet

Nom de projet	Node maria (beam-braces-comlumn)
Numéro du projet	
Auteur	
Description	
Date	5/13/2023
Norme	EN

Matériau

Acier	S275
Béton	C25/30

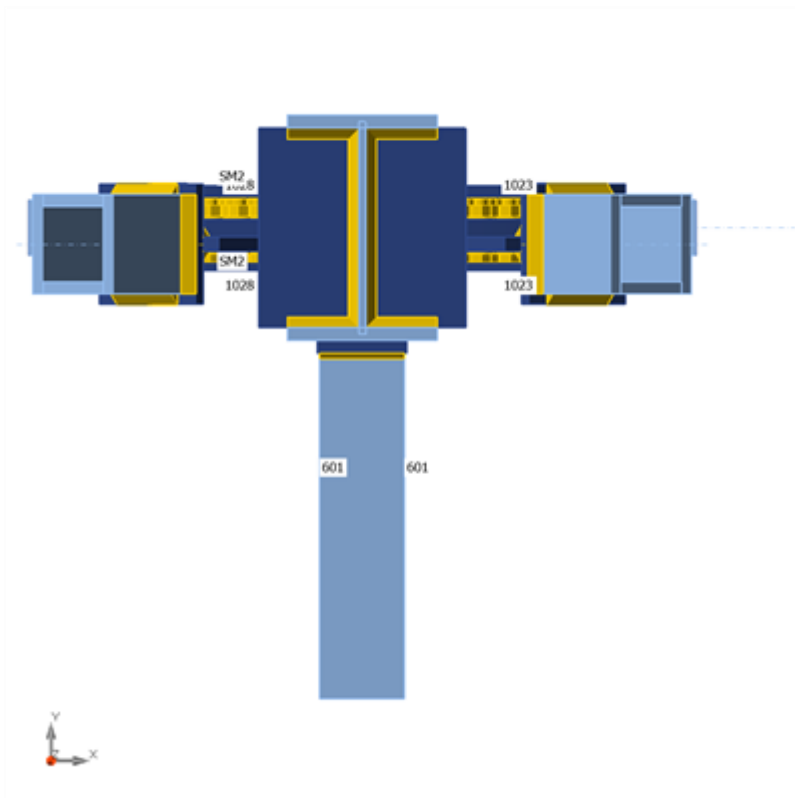
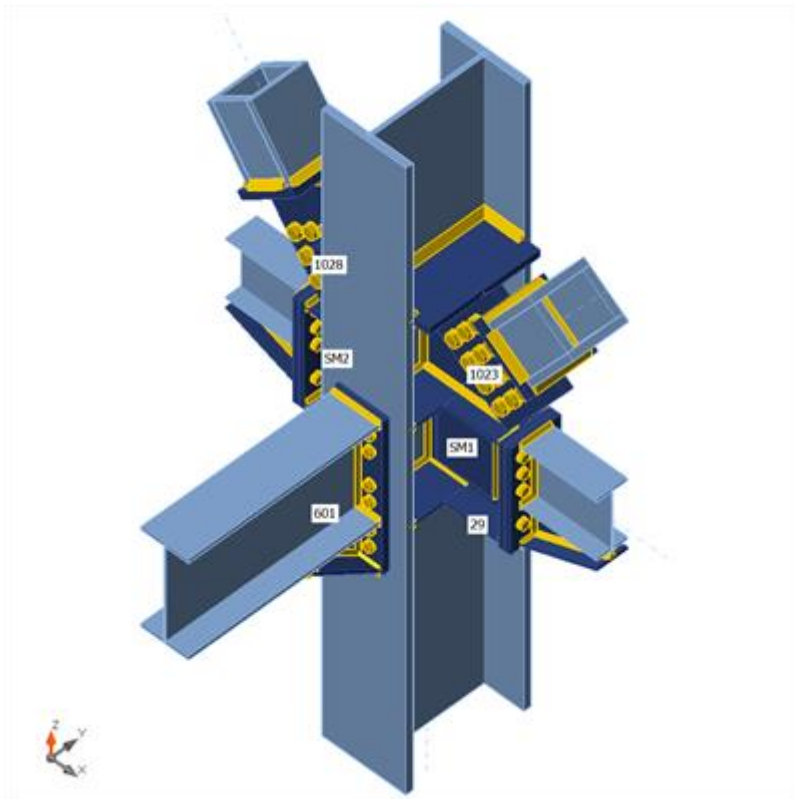
Élément du projet 58

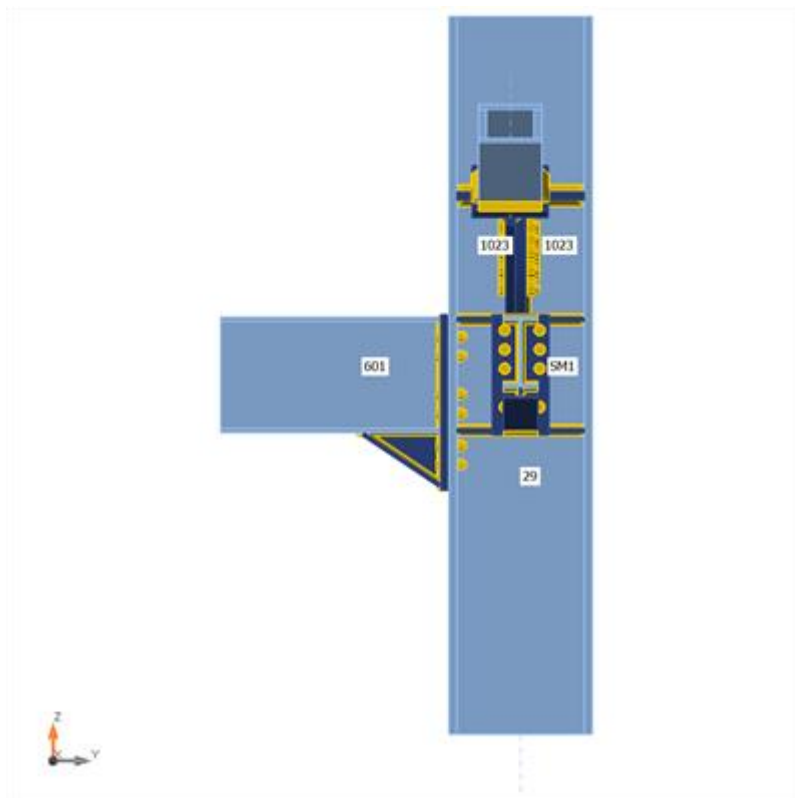
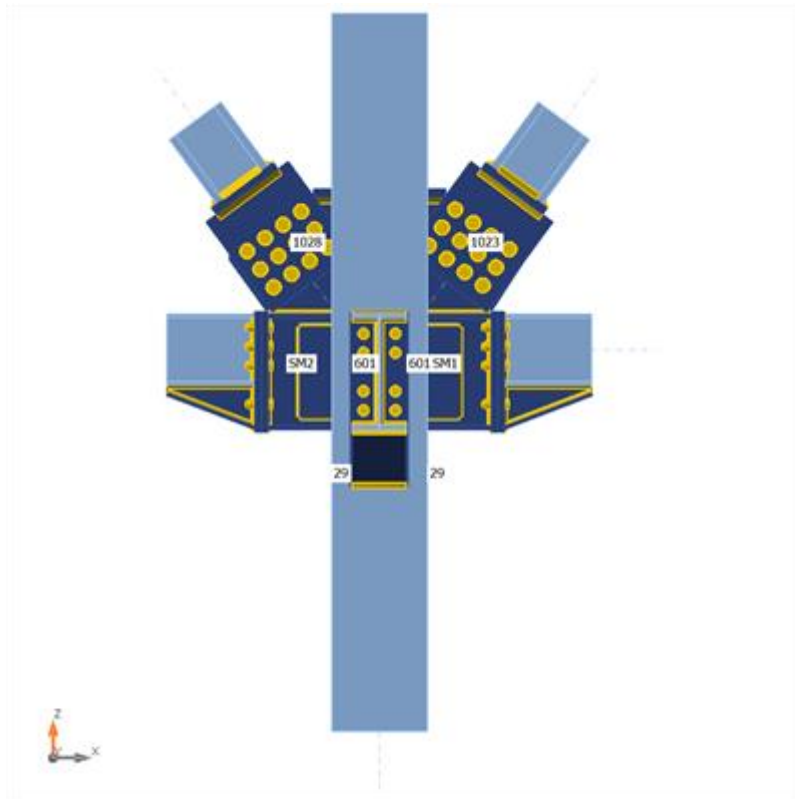
Conception

Nom	58
Description	
Analyse	Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

No m	Section transversale	β – Direct ion [°]	γ – An gle [°]	α – Rotat ion [°]	Décal age ex [mm]	Décal age ey [mm]	Décal age ez [mm]	Effo rts dans
29	1 - HEB450	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion
60 1	2 - IPE360	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion
67 8	3 - IPE220	0.0	0.0	0.0	0	0	70	Posit ion
69 2	3 - IPE220	0.0	0.0	0.0	0	0	70	Posit ion
10 23	4 - TUBO200X200X25(BoxFl2 00x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion
10 28	4 - TUBO200X200X25(BoxFl2 00x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion



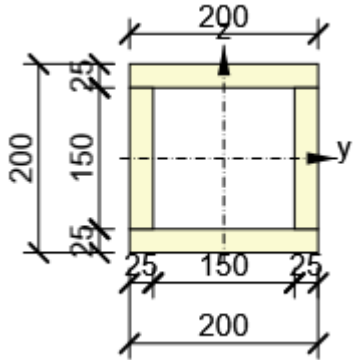


Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEB450	S275
2 - IPE360	S275
3 - IPE220	S275
4 - TUBO200X200X25(BoxFI200x(200/200))	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
1 - HEB450	S275	
2 - IPE360	S275	
3 - IPE220	S275	

4 - TUBO200X200X25(BoxFI200x(200/200))	S275	
---	------	--

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M20 8.8	M20 8.8	20	800.0	314
M27 10.9	M27 10.9	27	1000.0	573

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0,8G+1,5EX	29	632.4	4.4	-8.2	0.0	-15.2	5.6
	29	-565.4	-0.3	12.5	0.0	-25.3	-5.5
	601	0.0	0.0	-39.9	0.0	-33.6	0.0
	678	0.0	0.0	-0.7	0.0	0.0	0.0
	692	0.0	0.0	-5.5	0.0	0.0	0.0
	1023	1690.2	0.0	-1.5	0.0	0.0	0.0
	1028	1689.7	0.0	-1.5	0.0	0.0	0.0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	2.1 < 5.0%	OK
Boulons	99.5 < 100%	OK
Soudures	99.5 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
29-bfl 1	26.0	0,8G+1,5EX	174.3	0.0	6.4	OK
29-tfl 1	26.0	0,8G+1,5EX	76.2	0.0	0.0	OK

29-w 1	14.0	0,8G+1,5EX	250.2	0.0	0.0	OK
601-bfl 1	12.7	0,8G+1,5EX	27.2	0.0	0.0	OK
601-tfl 1	12.7	0,8G+1,5EX	31.7	0.0	0.0	OK
601-w 1	8.0	0,8G+1,5EX	48.3	0.0	0.0	OK
678-bfl 1	9.2	0,8G+1,5EX	66.0	0.0	0.0	OK
678-tfl 1	9.2	0,8G+1,5EX	20.9	0.0	0.0	OK
678-w 1	5.9	0,8G+1,5EX	134.5	0.0	0.0	OK
692-bfl 1	9.2	0,8G+1,5EX	64.0	0.0	0.0	OK
692-tfl 1	9.2	0,8G+1,5EX	25.1	0.0	0.0	OK
692-w 1	5.9	0,8G+1,5EX	138.0	0.0	0.0	OK
1023-tfl 1	25.0	0,8G+1,5EX	275.4	0.2	0.0	OK
1023-bfl 1	25.0	0,8G+1,5EX	275.3	0.2	0.0	OK
1023-w 1	25.0	0,8G+1,5EX	244.3	0.0	0.0	OK
1023-w 2	25.0	0,8G+1,5EX	275.0	0.0	0.0	OK
1028-tfl 1	25.0	0,8G+1,5EX	275.4	0.2	0.0	OK
1028-bfl 1	25.0	0,8G+1,5EX	275.4	0.2	0.0	OK
1028-w 1	25.0	0,8G+1,5EX	273.9	0.0	0.0	OK
1028-w 2	25.0	0,8G+1,5EX	242.7	0.0	0.0	OK
SM1-bfl 1	12.7	0,8G+1,5EX	49.7	0.0	0.0	OK
SM1-tfl 1	12.7	0,8G+1,5EX	200.7	0.0	0.0	OK
SM1-w 1	8.0	0,8G+1,5EX	275.2	0.1	2.4	OK
SM2-bfl 1	12.7	0,8G+1,5EX	50.8	0.0	0.0	OK
SM2-tfl 1	12.7	0,8G+1,5EX	202.9	0.0	0.0	OK
SM2-w 1	8.0	0,8G+1,5EX	275.2	0.1	2.4	OK
SP1	20.0	0,8G+1,5EX	127.8	0.0	9.7	OK
SP2	20.0	0,8G+1,5EX	58.1	0.0	9.7	OK
ÉLAR1a	6.0	0,8G+1,5EX	200.9	0.0	0.0	OK
ÉLAR1b	9.0	0,8G+1,5EX	82.6	0.0	0.0	OK
EP1	25.0	0,8G+1,5EX	79.1	0.0	6.9	OK
SP3	20.0	0,8G+1,5EX	132.0	0.0	9.5	OK
SP4	20.0	0,8G+1,5EX	58.4	0.0	9.5	OK
ÉLAR2a	6.0	0,8G+1,5EX	196.0	0.0	0.0	OK
ÉLAR2b	9.0	0,8G+1,5EX	83.4	0.0	0.0	OK
ÉLAR3a	8.0	0,8G+1,5EX	91.3	0.0	0.0	OK
ÉLAR3b	12.5	0,8G+1,5EX	31.4	0.0	0.0	OK
RAID1a	12.7	0,8G+1,5EX	158.9	0.0	0.0	OK
RAID1b	12.7	0,8G+1,5EX	158.7	0.0	0.0	OK
RAID1c	12.7	0,8G+1,5EX	153.0	0.0	0.0	OK
RAID1d	12.7	0,8G+1,5EX	153.1	0.0	0.0	OK
SP5	35.0	0,8G+1,5EX	278.1	1.5	125.7	OK
CPL1a	25.0	0,8G+1,5EX	275.3	0.1	0.0	OK
CPL1b	30.0	0,8G+1,5EX	278.6	1.7	68.9	OK
SP6	35.0	0,8G+1,5EX	278.5	1.7	139.5	OK
CPL2a	25.0	0,8G+1,5EX	275.3	0.1	0.0	OK
CPL2b	30.0	0,8G+1,5EX	279.3	2.1	96.3	OK
SP7a	10.0	0,8G+1,5EX	116.7	0.0	4.4	OK
SP7b	10.0	0,8G+1,5EX	115.7	0.0	3.4	OK

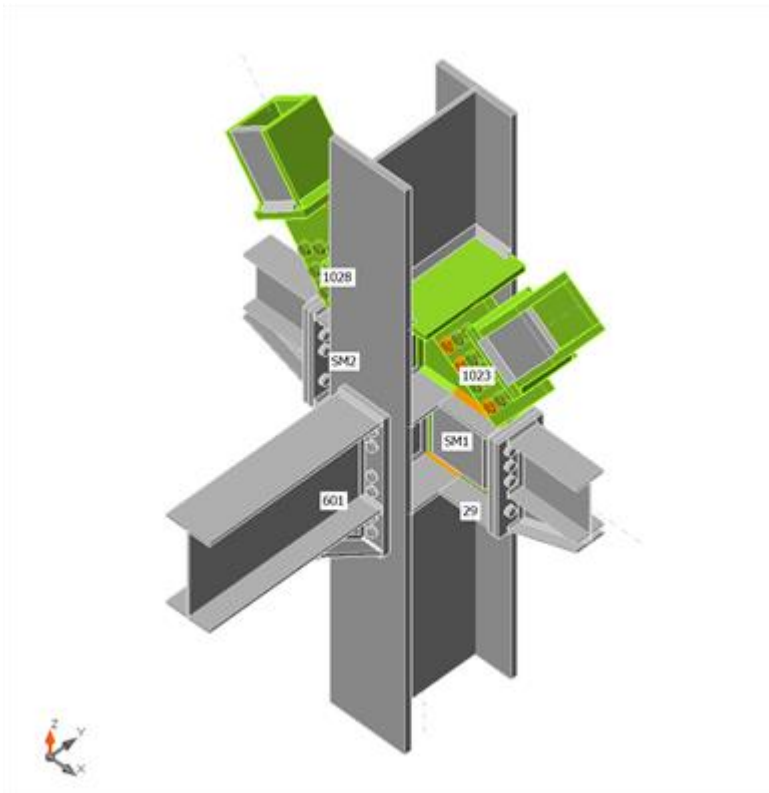
SP8a	10.0	0,8G+1,5EX	114.2	0.0	4.5	OK
SP8b	10.0	0,8G+1,5EX	112.6	0.0	3.4	OK
RAID2a	25.0	0,8G+1,5EX	240.5	0.0	0.0	OK
RAID2b	25.0	0,8G+1,5EX	250.8	0.0	0.0	OK

Données de conception

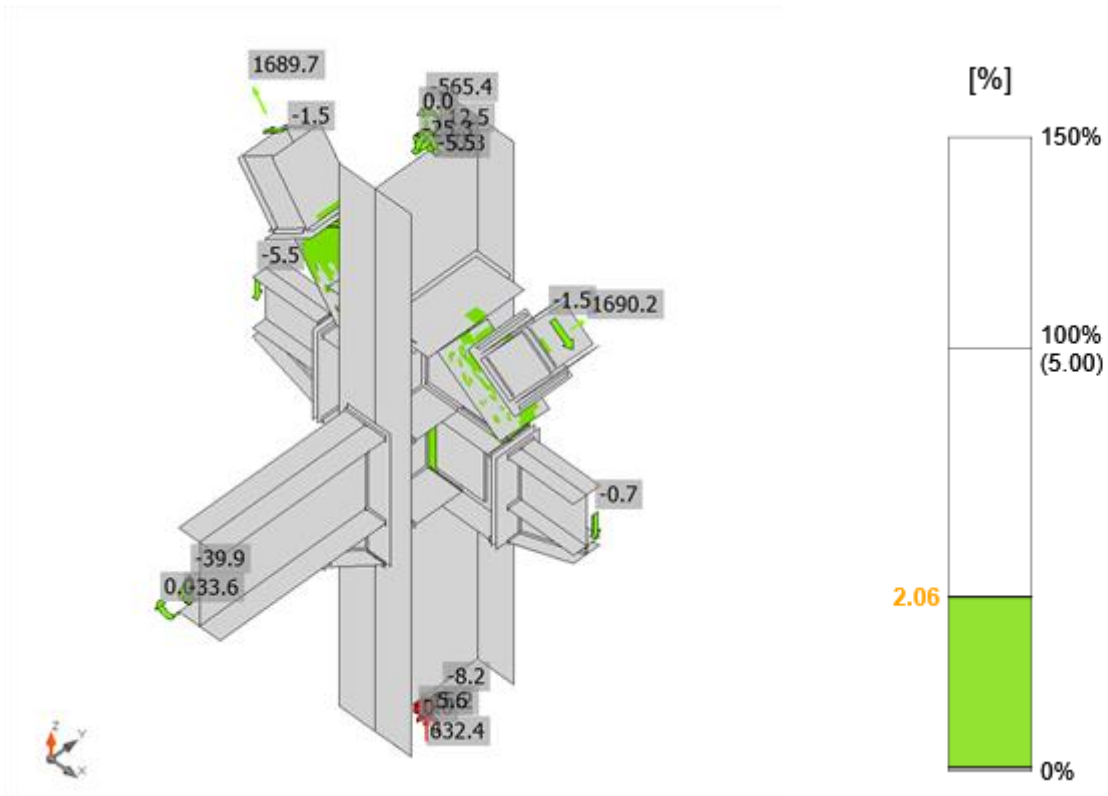
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Explication des symboles

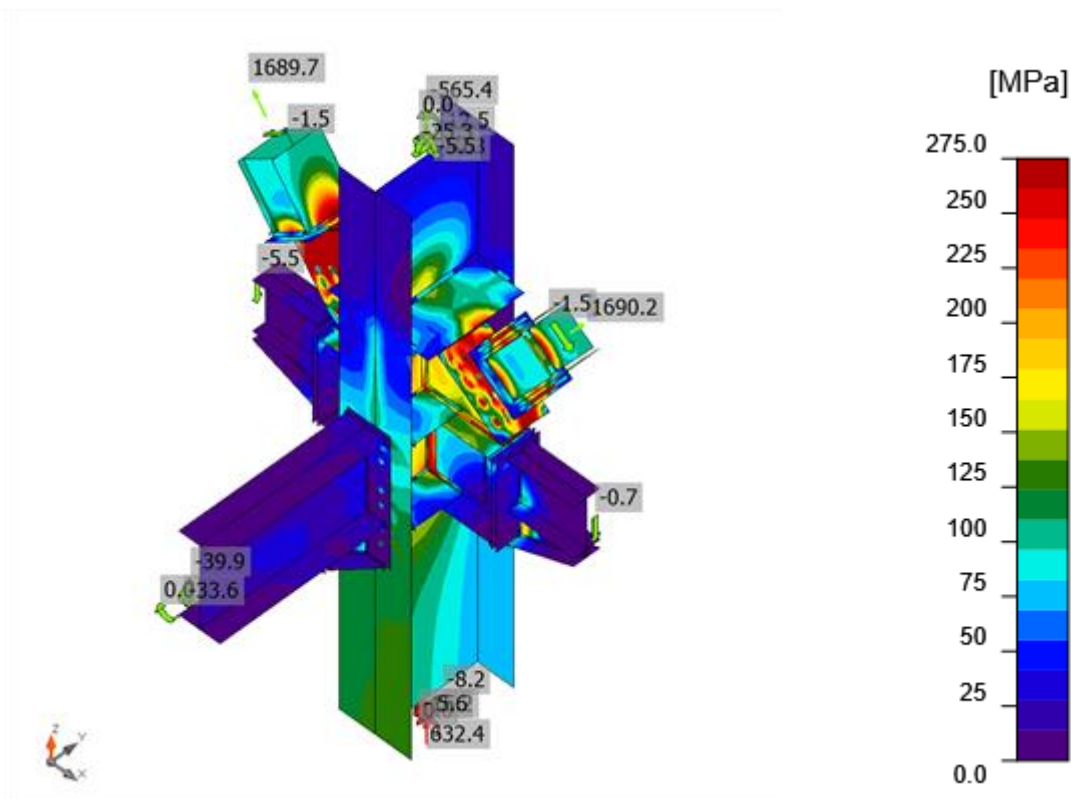
- ϵ_{pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{cEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, 0,8G+1,5EX



Vérification de déformation, 0,8G+1,5EX



Contrainte équivalente, 0,8G+1,5EX

Boulons

	No m	Clas se	Charges	F _{t,E} d [kN]	V [kN]	Ut _t [%]	F _{b,R} d [kN]	Ut _s [%]	Ut _s [%]	Principe s de construc tion	Résul tat												
<table border="1"> <tr> <td>+4</td> <td>+3</td> <td>+1</td> </tr> <tr> <td>+8</td> <td>+7</td> <td>+5</td> </tr> </table>	+4	+3	+1	+8	+7	+5	B1	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	5.6	11. 3	4.0	226 .7	12. 0	14. 9	OK	OK						
	+4	+3	+1																				
	+8	+7	+5																				
	B2	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	10. 0	10. 7	7.1	226 .7	11. 4	16. 4	OK	OK												
	B3	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	2.3	11. 3	1.6	226 .7	12. 0	13. 2	OK	OK												
	B4	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	0.0	11. 8	0.0	344 .0	12. 5	12. 5	OK	OK												
	B5	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	5.0	10. 6	3.5	192 .1	11. 3	13. 8	OK	OK												
	B6	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	8.0	9.9	5.7	192 .1	10. 5	14. 6	OK	OK												
B7	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	2.0	10. 7	1.4	192 .1	11. 4	12. 4	OK	OK													
B8	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	0.0	11. 4	0.0	291 .5	12. 1	12. 1	OK	OK													
<table border="1"> <tr> <td>+10</td> <td>+9</td> </tr> <tr> <td>+12</td> <td>+1</td> </tr> <tr> <td>+16</td> <td>+1</td> </tr> <tr> <td>+14</td> <td>+1</td> </tr> <tr> <td>+18</td> <td>+1</td> </tr> <tr> <td>+20</td> <td>+1</td> </tr> </table>	+10	+9	+12	+1	+16	+1	+14	+1	+18	+1	+20	+1	B9	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	29. 7	11. 3	21. 1	294 .7	12. 0	27. 0	OK	OK
	+10	+9																					
	+12	+1																					
	+16	+1																					
	+14	+1																					
	+18	+1																					
	+20	+1																					
B10	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	29. 3	11. 0	20. 7	294 .7	11. 7	26. 6	OK	OK													
B11	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	10. 2	9.2	7.3	283 .4	9.8	15. 0	OK	OK													
B12	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	10. 3	9.1	7.3	283 .4	9.6	14. 8	OK	OK													
B13	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	1.2	2.2	0.9	430 .0	2.4	3.0	OK	OK													
B14	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	1.2	2.3	0.9	430 .0	2.5	3.1	OK	OK													

	B1 5	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	5.5	4.8	3.9	294 .7	5.1	7.9	OK	OK
	B1 6	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	5.5	4.8	3.9	294 .7	5.1	7.8	OK	OK
	B1 7	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	0.4	1.9	0.3	430 .0	2.0	2.2	OK	OK
	B1 8	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	0.4	1.8	0.3	430 .0	1.9	2.1	OK	OK
	B1 9	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	1.9	4.3	1.4	294 .7	4.6	5.5	OK	OK
	B2 0	M20 8.8 - 2	0,8G+1,5 EX	2.0	4.1	1.4	294 .7	4.3	5.3	OK	OK
	B2 1	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	5.2	11. 8	3.7	226 .7	12. 6	15. 2	OK	OK
	B2 2	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	9.0	11. 3	6.4	226 .7	12. 0	16. 5	OK	OK
	B2 3	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	2.2	11. 8	1.6	226 .7	12. 5	13. 7	OK	OK
	B2 4	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	0.0	12. 2	0.0	344 .0	13. 0	13. 0	OK	OK
	B2 5	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	4.6	11. 0	3.2	192 .1	11. 7	14. 1	OK	OK
	B2 6	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	6.9	10. 4	4.9	192 .1	11. 0	14. 5	OK	OK
	B2 7	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	2.0	11. 1	1.4	192 .1	11. 8	12. 8	OK	OK
	B2 8	M20 8.8 - 1	0,8G+1,5 EX	0.0	11. 7	0.0	291 .5	12. 5	12. 5	OK	OK
	B2 9	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	60. 9	151 .9	18. 4	268 .8	82. 7	95. 9	OK	OK
	B3 0	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	0.0	133 .5	0.0	230 .4	72. 7	72. 7	OK	OK

24 2321
28 2725

38 39 40
35 36 37
32 33 34
29 30 31

	B3 1	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	49. 1	144 .4	14. 9	230 .4	78. 6	89. 3	OK	OK
	B3 2	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	56. 3	143 .0	17. 0	268 .8	77. 9	90. 0	OK	OK
	B3 3	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	0.0	124 .8	0.0	230 .4	68. 0	68. 0	OK	OK
	B3 4	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	13. 5	133 .2	4.1	230 .4	72. 5	75. 5	OK	OK
	B3 5	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	61. 7	151 .1	18. 7	268 .8	82. 3	95. 6	OK	OK
	B3 6	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	0.0	133 .2	0.0	230 .4	72. 5	72. 5	OK	OK
	B3 7	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	8.2	133 .4	2.5	230 .4	72. 6	74. 4	OK	OK
	B3 8	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	112 .5	134 .5	34. 1	268 .8	73. 3	97. 6	OK	OK
	B3 9	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	4.2	163 .2	1.3	230 .4	88. 9	89. 8	OK	OK
	B4 0	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	0.0	150 .8	0.0	222 .0	82. 1	82. 1	OK	OK
	B4 1	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	117 .2	133 .0	35. 5	268 .8	72. 4	97. 8	OK	OK
	B4 2	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	7.7	179 .6	2.3	230 .4	97. 8	99. 5	OK	OK
	B4 3	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	1.5	166 .8	0.5	230 .4	90. 9	91. 2	OK	OK
	B4 4	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	64. 7	154 .9	19. 6	268 .8	84. 4	98. 4	OK	OK
	B4 5	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	0.0	138 .8	0.0	230 .4	75. 6	75. 6	OK	OK
	B4 6	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	12. 8	139 .7	3.9	230 .4	76. 1	78. 8	OK	OK

50 51 52
47 48 49
44 45 46
41 42 43

B4 7	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	59. 9	140 .7	18. 1	268 .8	76. 6	89. 6	OK	OK
B4 8	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	0.0	120 .6	0.0	230 .4	65. 7	65. 7	OK	OK
B4 9	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	20. 3	130 .4	6.1	230 .4	71. 0	75. 4	OK	OK
B5 0	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	58. 3	137 .3	17. 7	268 .8	74. 8	87. 4	OK	OK
B5 1	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	0.0	118 .2	0.0	230 .4	64. 4	64. 4	OK	OK
B5 2	M27 10.9 - 3	0,8G+1,5 EX	48. 4	131 .1	14. 7	230 .4	71. 4	81. 9	OK	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M20 8.8 - 1	141.1	411.9	94.1
M20 8.8 - 2	141.1	514.9	94.1
M27 10.9 - 3	330.5	838.4	183.6

Explication des symboles

- F_{t,Rd} Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
F_{t,Ed} Effort de traction
B_{p,Rd} Résistance au cisaillement par poinçonnement
V Résultante des efforts de cisaillement Vy, Vz dans le boulon
F_{v,Rd} Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
F_{b,Rd} Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t Usage en traction
U_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B42

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 330.5 \text{ kN} \geq F_t = 7.7 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
 $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
 $A_s = 459 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$\frac{B_{p,Rd}}{0.6\pi d_s t_p} = 838.4 \text{ kN} \geq F_t = 7.7 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 43 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 30 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 183.6 \text{ kN} \geq V = 179.6 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0.50 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 459 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_t}{\gamma_{M2}} = 230.4 \text{ kN} \geq V = 179.6 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 1.57$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.53$$

$$e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$p_2 = 70 \text{ mm}$$

$$d_0 = 30 \text{ mm}$$

$$e_1 = 130 \text{ mm}$$

$$p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 27 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4F_{v,Rd}} = 99.5 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 2.3 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 97.8 \%$$

Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorg e [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,E d}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
RAID 1d	SM2-tfl 1	8.0	170	0,8G+1, 5EX								OK
RAID 1b	SM2-bfl 1	8.0	170	0,8G+1, 5EX								OK
RAID 1c	SM1-tfl 1	8.0	170	0,8G+1, 5EX								OK
RAID 1a	SM1-bfl 1	4.0	170	0,8G+1, 5EX								OK
29-w 1	SM1-w 1	▲8.0 ▼	335	0,8G+1, 5EX	142.5	0.0	19.4	-79.0	-19.9	35.2	32.4	OK
		▲8.0 ▼	335	0,8G+1, 5EX	143.7	0.0	21.5	79.3	21.0	35.5	32.3	OK
29-w 1	SM2-w 1	▲8.0 ▼	335	0,8G+1, 5EX	139.3	0.0	19.4	77.1	-19.8	34.4	32.2	OK
		▲8.0 ▼	335	0,8G+1, 5EX	139.8	0.0	21.6	-76.9	21.2	34.5	31.9	OK
SP1	SM1-tfl 1	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	148.5	0.0	6.4	10.8	85.0	36.7	15.4	OK
		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	128.1	0.0	4.9	-5.5	73.7	31.7	16.1	OK
SP1	SM1-bfl 1	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	7.3	0.0	-3.5	3.5	-1.0	1.8	1.2	OK
		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	8.2	0.0	0.8	3.7	-2.9	2.0	1.1	OK

SP1	SM1-w 1	▲8.0 ▼	347	0,8G+1, 5EX	28.0	0. 0	- 14.5	-1.5	- 13.8	6. 9	3. 5	OK
		▲8.0 ▼	347	0,8G+1, 5EX	50.1	0. 0	-4.8	28.6	3.1	12. 4	4. 2	OK
SP2	678-bfl 1	▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	114. 1	0. 0	16.7	-1.4	- 65.1	28. 2	12. 3	OK
		▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	72.5	0. 0	- 53.8	-1.3	- 28.0	17. 9	11. 5	OK
SP2	678-tfl 1	▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	18.2	0. 0	-2.8	9.1	-5.0	4. 5	3. 5	OK
		▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	15.3	0. 0	2.7	6.9	5.3	3. 8	2. 4	OK
SP2	678-w 1	▲8.0 ▼	211	0,8G+1, 5EX	85.5	0. 0	-0.2	- 49.4	0.0	21. 1	6. 8	OK
		▲8.0 ▼	211	0,8G+1, 5EX	84.7	0. 0	0.2	48.9	0.0	20. 9	6. 8	OK
29-w 1	ÉLA R1a	▲8.0 ▼	130	0,8G+1, 5EX	167. 0	0. 0	15.3	- 94.9	14.9	41. 3	19. 1	OK
		▲8.0 ▼	130	0,8G+1, 5EX	164. 6	0. 0	15.3	93.3	- 15.8	40. 7	18. 9	OK
678-bfl 1	ÉLA R1a	▲8.0 ▼	275	0,8G+1, 5EX	241. 2	0. 0	119. 4	2.8	120. 9	59. 6	9. 2	OK
		▲8.0 ▼	275	0,8G+1, 5EX	236. 1	0. 0	119. 3	-3.1	- 117. 6	58. 3	9. 1	OK
ÉLA R1b	ÉLA R1a	▲8.0 ▼	293	0,8G+1, 5EX	89.6	0. 0	31.9	36.7	31.4	22. 1	4. 8	OK
		▲8.0 ▼	293	0,8G+1, 5EX	92.5	0. 0	32.6	- 37.4	- 33.1	22. 9	4. 9	OK
29-w 1	ÉLA R1b	▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	102. 6	0. 0	- 18.9	40.2	42.1	25. 4	20. 2	OK
		▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	42.0	0. 0	3.0	1.0	- 24.2	10. 4	9. 6	OK
EP1	601-bfl 1	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	32.7	0. 0	- 11.7	11.6	- 13.3	8. 1	4. 9	OK
		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	40.5	0. 0	- 17.6	14.0	15.8	10. 0	6. 1	OK
EP1	601-tfl 1	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	25.6	0. 0	- 16.7	-0.2	- 11.2	6. 3	4. 6	OK
		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	31.8	0. 0	16.7	- 12.9	-8.9	7. 9	5. 0	OK
EP1	601-w 1	▲8.0 ▼	347	0,8G+1, 5EX	45.0	0. 0	22.5	-1.4	22.4	11. 1	5. 8	OK
		▲8.0 ▼	347	0,8G+1, 5EX	45.1	0. 0	22.4	1.7	- 22.5	11. 1	5. 9	OK
SP3	SM2-tfl 1	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	156. 4	0. 0	3.8	- 11.6	89.5	38. 6	16. 1	OK

		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	141. 8	0. 0	4.2	5.9	81.6	35. 0	16. 6	OK
SP3	SM2- bfl 1	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	6.8	0. 0	-3.1	-3.4	-0.8	1. 7	1. 2	OK
		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	8.6	0. 0	0.7	-4.0	-2.9	2. 1	1. 1	OK
SP3	SM2- w 1	▲8.0 ▼	347	0,8G+1, 5EX	26.3	0. 0	- 13.6	1.2	- 12.9	6. 5	3. 4	OK
		▲8.0 ▼	347	0,8G+1, 5EX	63.2	0. 0	-6.5	- 36.1	3.7	15. 6	4. 2	OK
SP4	692- bfl 1	▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	109. 7	0. 0	18.2	1.4	- 62.4	27. 1	12. 2	OK
		▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	71.5	0. 0	- 53.0	0.4	- 27.7	17. 7	11. 4	OK
SP4	692- tfl 1	▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	20.8	0. 0	-7.1	-1.3	- 11.2	5. 1	4. 1	OK
		▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	16.4	0. 0	-0.7	-5.3	7.8	4. 0	2. 8	OK
SP4	692- w 1	▲8.0 ▼	211	0,8G+1, 5EX	84.4	0. 0	-0.5	48.7	-0.2	20. 9	7. 1	OK
		▲8.0 ▼	211	0,8G+1, 5EX	84.1	0. 0	0.0	- 48.6	0.3	20. 8	7. 1	OK
29-w 1	ÉLA R2a	▲8.0 ▼	130	0,8G+1, 5EX	164. 9	0. 0	14.2	- 93.7	14.7	40. 7	19. 0	OK
		▲8.0 ▼	130	0,8G+1, 5EX	163. 2	0. 0	15.2	92.6	- 14.7	40. 3	18. 8	OK
692- bfl 1	ÉLA R2a	▲8.0 ▼	275	0,8G+1, 5EX	237. 4	0. 0	118. 7	1.8	118. 7	58. 7	9. 5	OK
		▲8.0 ▼	275	0,8G+1, 5EX	235. 5	0. 0	117. 8	-2.3	- 117. 7	58. 2	9. 4	OK
ÉLA R2b	ÉLA R2a	▲8.0 ▼	293	0,8G+1, 5EX	87.4	0. 0	30.7	36.6	29.8	21. 6	5. 5	OK
		▲8.0 ▼	293	0,8G+1, 5EX	88.6	0. 0	30.3	- 36.6	- 31.2	21. 9	5. 4	OK
29-w 1	ÉLA R2b	▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	103. 5	0. 0	- 17.5	- 40.2	43.0	25. 6	20. 2	OK
		▲8.0 ▼	110	0,8G+1, 5EX	43.1	0. 0	3.4	-0.7	- 24.8	10. 6	9. 8	OK
29-bfl 1	ÉLA R3a	▲8.0 ▼	160	0,8G+1, 5EX	30.2	0. 0	-3.9	17.0	-3.3	7. 5	5. 8	OK
		▲8.0 ▼	160	0,8G+1, 5EX	30.2	0. 0	-3.7	- 16.8	4.2	7. 5	5. 8	OK
601- bfl 1	ÉLA R3a	▲8.0 ▼	240	0,8G+1, 5EX	30.1	0. 0	13.9	-7.4	13.5	7. 4	2. 9	OK
		▲8.0 ▼	240	0,8G+1, 5EX	31.6	0. 0	14.0	7.8	- 14.4	7. 8	2. 9	OK

ÉLA R3b	ÉLA R3a	▲8.0 ▼	288	0,8G+1, 5EX	48.1	0.0	17.8	18.7	17.7	11.9	3.1	OK
		▲8.0 ▼	288	0,8G+1, 5EX	48.7	0.0	17.9	-19.0	-18.0	12.0	3.1	OK
29-bfl 1	ÉLA R3b	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	31.8	0.0	-8.8	16.9	5.0	7.9	6.1	OK
		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	18.8	0.0	1.9	10.6	-1.7	4.6	2.4	OK
601-bfl 1	ÉLA R3b	▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	68.6	0.0	-5.8	-0.1	-39.4	16.9	8.0	OK
		▲8.0 ▼	170	0,8G+1, 5EX	27.7	0.0	-12.8	0.0	14.2	6.8	2.6	OK
29-bfl 1	RAID 1a	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	38.7	0.0	-18.6	10.3	-16.6	9.6	8.8	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	26.2	0.0	-7.1	1.4	14.5	6.5	5.1	OK
29-w 1	RAID 1a	▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	92.3	0.0	-10.3	-13.5	51.2	22.8	9.0	OK
		▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	123.6	0.0	100.3	14.3	-39.2	32.4	13.3	OK
29-tfl 1	RAID 1a	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	29.5	0.0	-10.3	8.5	-13.6	7.3	6.7	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	22.6	0.0	3.2	-7.5	10.5	5.6	4.2	OK
29-bfl 1	RAID 1b	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	26.1	0.0	-7.3	-1.6	-14.4	6.5	5.1	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	35.4	0.0	-17.6	7.0	16.2	8.7	8.5	OK
29-w 1	RAID 1b	▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	122.8	0.0	99.8	-14.9	38.5	32.2	13.1	OK
		▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	91.3	0.0	-10.5	14.4	-50.3	22.5	8.8	OK
29-tfl 1	RAID 1b	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	21.9	0.0	3.2	7.2	-10.2	5.4	4.2	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	28.4	0.0	-10.3	-7.3	13.4	7.0	6.5	OK
29-bfl 1	RAID 1c	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	40.1	0.0	-23.6	4.1	-18.3	9.9	6.8	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	42.8	0.0	20.6	3.4	-21.4	10.6	8.4	OK
29-w 1	RAID 1c	▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	184.0	0.0	38.5	-1.6	103.9	45.5	19.6	OK
		▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	140.4	0.0	111.1	-19.3	-45.7	35.9	18.8	OK
29-tfl 1	RAID 1c	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	44.5	0.0	-26.8	-3.6	-20.2	11.0	6.8	OK

		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	43.8	0. 0	17.4	10.1	- 20.9	10. .8	9. 3	OK
29-bfl 1	RAID 1d	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	42.2	0. 0	20.6	-1.8	21.2	10. .4	8. 0	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	39.4	0. 0	- 22.6	-3.9	18.2	9. 7	6. 5	OK
29-w 1	RAID 1d	▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	140. 5	0. 0	110. 5	20.2	45.8	35. .7	18. .9	OK
		▲8.0 ▼	398	0,8G+1, 5EX	182. 8	0. 0	38.6	0.4	- 103. 1	45. .2	19. .6	OK
29-tfl 1	RAID 1d	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	45.7	0. 0	18.1	- 11.3	21.5	11. .3	9. 7	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	44.9	0. 0	- 27.2	4.1	20.2	11. .1	7. 1	OK
29-w 1	SP5	▲10. 0▼	367	0,8G+1, 5EX	228. 4	0. 0	77.2	91.5	- 83.8	56. .4	42. .1	OK
		▲10. 0▼	367	0,8G+1, 5EX	288. 8	0. 0	149. 0	- 87.7	112. 8	71. .4	57. .5	OK
RAID 1d	SM2- w 1	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	211. 5	0. 0	62.3	104. 0	53.0	52. .3	36. .9	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	197. 4	0. 0	45.2	- 96.6	- 54.6	48. .8	32. .6	OK
RAID 1c	SP5	▲10. 0▼	143	0,8G+1, 5EX	292. 7	0. 0	79.4	- 143. 5	- 76.6	72. .3	44. .4	OK
		▲10. 0▼	143	0,8G+1, 5EX	298. 1	0. 0	72.0	149. 4	74.8	73. .7	54. .9	OK
RAID 1b	SM2- w 1	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	182. 2	0. 0	51.3	87.2	50.9	45. .0	23. .4	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	181. 5	0. 0	50.0	- 87.2	- 50.4	44. .8	23. .2	OK
SM1- tfl 1	SP5	▲10. 0▼	195	0,8G+1, 5EX	397. 9	0. 8	220. 6	- 48.9	- 184. 8	98. .3	73. .5	OK
		▲10. 0▼	195	0,8G+1, 5EX	397. 0	0. 2	133. 3	- 25.6	214. 4	98. .1	56. .2	OK
RAID 1c	SM1- w 1	▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	216. 3	0. 0	64.1	- 105. 9	54.9	53. .4	37. .6	OK
		▲8.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	203. 2	0. 0	47.7	98.9	- 56.8	50. .2	33. .6	OK
CPL1 a	CPL1 b	▲15. 0▼	240	0,8G+1, 5EX	399. 0	1. 5	151. 9	- 13.8	212. 6	98. .6	75. .6	OK
		▲15. 0▼	240	0,8G+1, 5EX	402. 7	3. 8	219. 4	- 21.7	- 193. 7	99. .5	96. .2	OK

RAID 1a	SM1- w 1	▲4.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	386. 2	0. 0	110. 3	- 183. 9	108. 8	95 .4	48 .0	OK
		▲4.0 ▼	143	0,8G+1, 5EX	385. 3	0. 0	107. 1	184. 1	- 108. 5	95 .2	47 .7	OK
29-w 1	SP6	▲10. 0▼	367	0,8G+1, 5EX	226. 4	0. 0	77.1	- 89.8	- 83.9	55 .9	42 .0	OK
		▲10. 0▼	367	0,8G+1, 5EX	287. 5	0. 0	148. 7	85.9	113. 1	71 .0	57 .6	OK
RAID 1d	SP6	▲10. 0▼	143	0,8G+1, 5EX	288. 4	0. 0	78.7	140. 8	- 76.4	71 .3	43 .5	OK
		▲10. 0▼	143	0,8G+1, 5EX	294. 9	0. 0	71.8	- 147. 6	74.0	72 .9	54 .7	OK
SM2- tfl 1	SP6	▲10. 0▼	197	0,8G+1, 5EX	398. 0	0. 9	219. 9	58.3	- 182. 4	98 .3	74 .0	OK
		▲10. 0▼	197	0,8G+1, 5EX	397. 0	0. 2	126. 9	12.5	216. 8	98 .1	56 .4	OK
CPL2 a	CPL2 b	▲15. 0▼	240	0,8G+1, 5EX	398. 1	0. 9	235. 9	46.6	179. 2	98 .4	76 .1	OK
		▲15. 0▼	240	0,8G+1, 5EX	401. 5	3. 0	217. 8	23.2	- 193. 4	99 .2	96 .0	OK
CPL1 a	1023- tfl 1	▲15. 0▼	200	0,8G+1, 5EX	357. 1	0. 0	135. 3	- 42.9	185. 9	88 .2	48 .0	OK
		▲15. 0▼	200	0,8G+1, 5EX	358. 6	0. 0	180. 0	108. 0	- 142. 9	88 .6	53 .8	OK
CPL1 a	1023- bfl 1	▲15. 0▼	200	0,8G+1, 5EX	338. 4	0. 0	159. 4	108. 2	134. 1	83 .6	51 .8	OK
		▲15. 0▼	200	0,8G+1, 5EX	341. 1	0. 0	132. 0	- 46.4	- 175. 5	84 .3	45 .9	OK
CPL1 a	1023- w 1	▲15. 0▼	150	0,8G+1, 5EX	90.2	0. 0	- 24.0	- 49.8	-6.2	22 .3	16 .8	OK
		▲15. 0▼	150	0,8G+1, 5EX	121. 7	0. 0	91.2	9.6	- 45.6	30 .1	24 .4	OK
CPL1 a	1023- w 2	▲15. 0▼	150	0,8G+1, 5EX	148. 6	0. 0	107. 6	20.6	55.5	36 .7	30 .3	OK
		▲15. 0▼	150	0,8G+1, 5EX	98.2	0. 0	- 25.8	- 54.6	4.3	24 .3	19 .6	OK
29-bfl 1	RAID 2a	▲15. 0▼	143	0,8G+1, 5EX	38.4	0. 0	-9.2	19.4	-9.2	9. 5	7. 5	OK
		▲15. 0▼	143	0,8G+1, 5EX	67.7	0. 0	26.1	- 24.9	- 26.1	16 .7	12 .9	OK

29-tfl 1	RAID 2a	▲15. 0▲	143	0,8G+1, 5EX	72.5	0. 0	- 28.2	31.9	- 21.7	17 .9	11 .8	OK
		▲15. 0▲	143	0,8G+1, 5EX	30.1	0. 0	19.6	1.6	- 13.1	7. 4	3. 6	OK
29-bfl 1	RAID 2b	▲15. 0▲	143	0,8G+1, 5EX	63.5	0. 0	24.8	22.3	25.3	15 .7	12 .4	OK
		▲15. 0▲	143	0,8G+1, 5EX	37.1	0. 0	-8.9	- 18.5	9.4	9. 2	7. 4	OK
29-tfl 1	RAID 2b	▲15. 0▲	143	0,8G+1, 5EX	32.7	0. 0	21.4	-1.6	14.2	8. 1	3. 8	OK
		▲15. 0▲	143	0,8G+1, 5EX	79.1	0. 0	- 30.6	- 35.0	23.4	19 .5	12 .8	OK
CPL2 a	1028- tfl 1	▲15. 0▲	200	0,8G+1, 5EX	347. 4	0. 0	132. 9	42.2	180. 4	85 .8	46 .3	OK
		▲15. 0▲	200	0,8G+1, 5EX	349. 0	0. 0	174. 7	- 105. 1	- 139. 2	86 .2	52 .2	OK
CPL2 a	1028- bfl 1	▲15. 0▲	200	0,8G+1, 5EX	352. 7	0. 0	167. 3	- 111. 4	140. 4	87 .1	53 .4	OK
		▲15. 0▲	200	0,8G+1, 5EX	351. 5	0. 0	136. 2	45.3	- 181. 5	86 .9	47 .6	OK
CPL2 a	1028- w 1	▲15. 0▲	150	0,8G+1, 5EX	97.9	0. 0	- 25.0	54.4	-5.1	24 .2	19 .4	OK
		▲15. 0▲	150	0,8G+1, 5EX	147. 0	0. 0	107. 6	- 17.5	- 55.1	36 .3	29 .9	OK
CPL2 a	1028- w 2	▲15. 0▲	150	0,8G+1, 5EX	120. 7	0. 0	88.8	- 14.2	45.0	29 .8	24 .4	OK
		▲15. 0▲	150	0,8G+1, 5EX	89.1	0. 0	- 24.4	49.3	4.1	22 .0	16 .6	OK
SM1- w 1	SP7a	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	144. 8	0. 0	57.0	- 65.9	39.4	35 .8	13 .6	OK
SM1- w 1	SP7a	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	135. 7	0. 0	18.2	77.2	8.1	33 .5	12 .4	OK
SM1- w 1	SP7a	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	184. 0	0. 0	77.1	- 81.4	51.7	45 .5	35 .2	OK
SM1- w 1	SP7a	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	133. 5	0. 0	23.4	74.3	15.4	33 .0	27 .6	OK
SM1- w 1	SP7b	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	143. 4	0. 0	57.1	- 65.1	- 39.1	35 .4	13 .4	OK
SM1- w 1	SP7b	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	132. 6	0. 0	14.7	75.7	-7.3	32 .8	12 .0	OK
SM1- w 1	SP7b	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	184. 2	0. 0	76.3	- 83.0	- 49.8	45 .5	33 .4	OK
SM1- w 1	SP7b	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	126. 4	0. 0	21.3	70.7	- 13.4	31 .2	26 .3	OK

SM2-w 1	SP8a	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	144.0	0.0	55.7	66.6	38.0	35.6	13.8	OK
SM2-w 1	SP8a	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	131.1	0.0	21.1	-73.3	14.2	32.4	27.4	OK
SM2-w 1	SP8a	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	182.8	0.0	75.4	82.1	49.9	45.2	34.6	OK
SM2-w 1	SP8a	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	139.4	0.0	20.0	-79.1	9.4	34.5	12.5	OK
SM2-w 1	SP8b	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	141.1	0.0	55.2	64.8	-37.7	34.9	13.3	OK
SM2-w 1	SP8b	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	126.8	0.0	18.8	-71.2	-13.0	31.3	25.8	OK
SM2-w 1	SP8b	▲7.0	200	0,8G+1, 5EX	181.7	0.0	73.9	82.8	-48.3	44.9	32.5	OK
SM2-w 1	SP8b	▲7.0	280	0,8G+1, 5EX	134.1	0.0	16.2	-76.4	-8.3	33.1	11.8	OK
RAID 2b	SP6	▲15.0	200	0,8G+1, 5EX	398.5	1.2	112.6	-191.4	109.9	98.5	38.2	OK
		▲15.0	200	0,8G+1, 5EX	398.7	1.3	-134.0	-206.1	67.2	98.5	52.6	OK
29-w 1	RAID 2a	▲15.0	398	0,8G+1, 5EX	99.7	0.0	-78.3	-13.6	-32.9	25.3	13.3	OK
		▲15.0	398	0,8G+1, 5EX	97.1	0.0	-1.8	13.3	54.5	24.0	12.0	OK
RAID 2a	SP5	▲15.0	200	0,8G+1, 5EX	398.5	1.2	93.5	192.6	113.7	98.5	38.8	OK
		▲15.0	200	0,8G+1, 5EX	398.6	1.3	-119.4	206.8	73.9	98.5	52.5	OK
29-w 1	RAID 2b	▲15.0	398	0,8G+1, 5EX	97.7	0.0	-1.6	-13.2	-54.9	24.1	11.9	OK
		▲15.0	398	0,8G+1, 5EX	100.2	0.0	-78.8	14.4	32.7	25.4	13.3	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	404.7	309.6

Explication des symboles

- ϵ_{pl} Déformation
- $\sigma_{w,Ed}$ Contrainte équivalente
- $\sigma_{w,Rd}$ Résistance aux contraintes équivalentes
- σ_{\perp} Contrainte perpendiculaire

- τ_{\parallel} Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
- τ_{\perp} Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
- 0.9σ Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- β_w Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
- U_t Utilisation
- U_{tc} Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour CPL1a CPL1b

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = \frac{404.}{7} \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = \frac{402.}{7} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 219.4 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} = \frac{402.}{404.} = 99.5 \%$$

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		

Principes de construction	Oui		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser σ_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Oui		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5