

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



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Construction métalliques et mixtes

Thème

ETUDE D'UN HOTEL R+10 ETAGES+SOUS-SOL EN CHARPENTE
METALLIQUE ET RECHERCHE SUR LA METHODE D'ANALYSE DES
STRUCTURES METALLIQUES ET MIXTES.

Présenté par :

M^{elle}. ADDA Sarah

M^{elle}. MELOUANE Meroua

M^r. EZZEROUG EZZRAIMI Zaid

Devant les membres de jury :

M^m BEREDIAF. M

U. Saad Dahleb-Blida

President

M^r DERBAL. I

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

M^r : ZAHAF. A

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Juillet 2022

REMERCEMENTS

Avant tout, nous tenons à remercions Dieu de nous avoir donné la volonté, la force la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nous vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr ZAHAF Ahmed de nous avoir fait confiance et d'avoir accepté de diriger ce mémoire et qui malgré ses multiples obligations, n'a jamais ménagé aucun effort pour suivre cette étude de près pendant toute la durée du travail, et pour son soutien moral qui n'a pas cessé même dans les moments difficiles.

Je remercie également Mr REGAZZE Ishak et Mr AICHOUCHE Haroun de m'avoir transmis ses connaissances dans le domaine du génie civil et pour leurs aides durant le travail de notre mémoire.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre mémoire Et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, je remercie tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation d'ingénieur en génie civil.

DEDICACE

Pour chaque début il y a une fin, et ce qu'est beau dans toute fin c'est la Réussite et l'atteinte du but.

C'est avec toute l'ardeur de mes sentiments que je dédie le fruit de ce modeste travail comme un geste de gratitude :

À ma famille

A mes très chères parents YOUCEF et KARIMA, votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études., leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance. Que dieu les protèges et préserve leur santé.

Je dédie également ce travail à mes chers frères et sœurs MAYAR, SIF EDDINE, HIBA et ALI, qui je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

Mon pote et mon bras droit BOUDJABOUBET ZAKARIA, qui je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

A toute ma famille EZZEROUG EZZRAIMI et ZOUIOUACHE qui m'a soutenu durant le parcours scolaire.

A mes amis :

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

A toute la promotion de Génie civil (master 2) 2022.

A mes binômes :

SARAH, et MEROUA et leurs familles respectives.

ZAID.

DEDICACE

Pour chaque début il y a une fin, et ce qu'est beau dans toute fin c'est la Réussite et l'atteinte du but.

C'est avec toute l'ardeur de mes sentiments que je dédie le fruit de ce modeste travail comme un geste de gratitude :

À ma famille

A mes très chères parents MOKHTAR et NASSIMA, votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études., leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance. Que dieu les protèges et préserve leur santé.

Chers frères SIDALI, MAHMOUD et sœurs SARRA, DOUNIA qui m'ont toujours soutenues dans mon parcours, je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

Je dédie également ce travail à mes neveux MOHAMED YASSER et ADEM et ma nièce AYAT ELRAHMEN Je vous souhaite tout le succès et le bonheur, que Dieu les bénisse et leurs guides dans leurs vies.

A toute ma famille MELOUANE et MORSLI qui m'a soutenu durant le parcours scolaire.

A mes amis :

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

Surtout ma chère amie, sœur et binôme ADDA Sara que j'aime beaucoup, on a partagé tout le travail et la souffrance entre nous.

A toute la promotion de Génie civil (master 2) 2022.

A mes binômes :

Ma chère amie SARA, et mon binôme frère ZAID et leurs familles respectives.

MEROUA.

DEDICACE

Pour chaque début il y a une fin, et ce qu'est beau dans toute fin c'est la Réussite et l'atteinte du but.

C'est avec toute l'ardeur de mes sentiments que je dédie le fruit de ce modeste travail comme un geste de gratitude :

À ma famille

A mes très chères parents SAID et HAFSA, votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études., leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance. Que dieu les protèges et préserve leur santé.

Chers sœurs ISMAHANE, LOUBNA, CHAHRA, RYMA, FATIMA ZAHRA, et frères NADJIB, NOURADINE, HICHEM, DJIHAD qui m'ont toujours soutenues dans mon parcours, je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

A toute ma famille ADDA et KECHIDA qui m'a soutenu durant le parcours scolaire.

A mes amis :

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

Surtout ma chère amie, sœur et binôme MELOUNE MEROUA qui on a partagé tout le travail et la souffrance entre nous, que j'aime beaucoup.

A toute la promotion de Génie civil (master 2) 2022.

A mes binômes :

Ma chère amie MEROUA, et mon binôme ZAID et leur famille respective.

SARAH.

ملخص

يتكون عملنا من دراسة هيكل معدني مكون من 10 طوابق بالإضافة إلى الطابق السفلي بالإضافة إلى جزء مخصص للبحث وهو طريقة تحليل الهياكل المعدنية

في الواقع، قمنا في هذه الدراسة بتغطية جميع الأجزاء المتعلقة بالدراسة، وهي تحديد الأحمال

RPA والأحمال الزائدة، والدراسة الديناميكية والزلزالية لأن الهيكل في المنطقة الثالثة وفقاً لـ

بالإضافة إلى أننا أضفنا جزءاً محدداً إلى الهيكل المعدني وهو تحليل الأخير

الكلمات الرئيسية: الإطار المعدني، الديناميكي، الأرضية المختلطة، فحص الحريق، طريقة التحليل

Résumé

Notre travail consiste en l'étude d'une structure métallique a 10 étages plus sous-sol ainsi qu'une partie réservée à la recherche et qui est méthode d'analyse des structures métallique.

En effet dans cette étude nous avons abordé toutes les parties relatives à une étude à savoir la détermination des charges et surcharges, l'étude dynamique et sismique puisque la structure se trouve en zone III selon RPA, en plus nous avons ajouté une partie propre au structure métallique qui est l'analyse de ces dernières.

Les mots clés : Charpente métallique, dynamique, plancher mixte, vérification au feu, méthode d'analyse.

Abstract

Our work consists in the study of a metal structure with 10 floors plus basement as well as a part reserved for research and which is method of analysis of metal structures.

Indeed, in this study we have covered all the parts relating to a study, namely the determination of loads and overloads, the dynamic and seismic study since the structure is in zone III according to RPA, in addition we have added a specific part to the metal structure which is the analysis of the latter.

Key words: Metal frame, dynamic, mixed floor, fire check, method of analysis.

TABLE DES MATIERS

RESUME

REMERCIEMENTS

DEDICACES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

PLANS

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1	Introduction :.....	3
I.2	Présentation du projet :	3
I.2.1	Localisation et données concernant le site :	3
I.3	Conception de l'ouvrage :	4
I.3.1	Données géométriques d'ouvrage :	4
I.3.2	Conception architectural :	7
I.3.3	Conception structurale :	7
I.4	Caractéristiques des matériaux :	11
I.4.1	Acier :	11
I.4.2	Béton :	13
I.5	Règlements utilisés :	16
I.6	Conclusion :	16

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II.1	Introduction	17
II.2	Classification des sections transversales	17
II.3	Coefficient partiel de sécurité.....	18
II.4	Les valeurs limites des flèches :	18
II.5	Les planchers :	19
II.6	Pré dimensionnement des éléments principaux : (BLOC A)	22
II.6.1	Pré dimensionnement des solives.....	22
II.6.2	Pré dimensionnement des Poutres.....	32

II.6.3	Pré dimensionnement des Poteaux	60
II.6.3.1	Définition.....	60
II.6.3.2	Principe de calcul	60
II.7	Conclusion.....	69

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

III.1	Introduction.....	70
III.2	Etude de neige.....	70
III.2.1	Introduction	70
III.2.2	Calcul des charges de neige.....	71
III.2.3	Conclusion.....	71
III.3	Effet du vent.....	71
III.3.1	Introduction.....	71
III.3.2	Hypothèses de calcul	72
III.3.3	Données relatives au site.....	73
III.3.4	Pression dynamique de pointe	73
III.3.5	Calcul de la pression due au vent :	76
III.3.6	Action d'ensemble :.....	88
III.3.7	Conclusion :	89

CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1	Introduction :.....	90
IV.2	Les escaliers :.....	90
IV.2.1	Introduction :	90
IV.2.2	La vérification de la relation de BLONDEL :	91
IV.3	Sont calculées suivant la formule : L'acrotère :	102
IV.3.1	Introduction :.....	102
IV.3.2	Calcul des charges sollicitant l'acrotère :.....	103
IV.3.3	Détermination des efforts :	104
IV.3.4	Ferraillage de l'acrotère :.....	104
IV.4	Conclusion :	110

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1	Introduction	111
V.2	Etude sismique	111
V.3	Objectifs de l'étude dynamique	111
V.3.1	La méthode statique équivalente.....	112
V.3.2	La méthode modale spectrale	113
V.3.2.1	Spectres de réponse de calcul.....	113
V.3.2.2	Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode.....	114
V.3.2.3	Résultante des forces sismiques de calcul	114
V.3.2.4	Déplacements inter étages	115
V.3.2.5	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	115
V.4	Résultats de l'analyse dynamique	116
V.4.1	Dimensions de l'ouvrage.....	116
V.4.2	Analyse dynamique de la structure	116
V.5	Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	127
V.6	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	128
V.7	Vérification de l'effort tranchant	130
V.8	Vérification des déplacements inter étage.....	131
V.9	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	132
V.10	Vérification de palées de stabilité :	133
V.11	Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :	136
V.12	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :.....	136
V.13	Vérification de l'effort tranchant	139
V.14	Vérification des déplacements inter étage :	140
V.15	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	141
V.16	Vérification de palées de stabilité :	142
V.17	Comparaison entre l'effort sismique et l'effort du vent (pour le bloc A)	144
V.18	justification de la largeur des joints sismique	144
V.19	Conclusion.....	144

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

IV.1	Introduction.....	146
IV.2	Exploitation des résultats	146
VI.2.1	Vérification des poteaux.....	146

VI.2.2	Vérfications des poutres	153
VI.2.2.1	Poutre principale	153
VI.2.2.2	Poutre secondaire	157
VI.2.3	Vérfication de système de contreventements	158
IV.3	Conclusion	161

CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.1	Introduction.....	162
VII.2	Modes d'assemblages	162
VII.2.1	Fonctionnement des assemblages.....	162
VII.3	Outils de calcul :.....	165
VII.3.1	Calcule manuelle : (Manière classique).....	165
VII.3.2	Calcule avec ROBOT :	177
VII.3.3	Calcule avec IDEA STATICA	180
VII.3.3.1	Assemblage de continuité Poteau HEA450-HEA400	180
VII.4	Conclusion	210

CHAPITRE VIII : CALCUL AU FEU

VIII.1	Introduction.....	211
VIII.2	Généralité.....	211
VIII.2.1	Objectif de la sécurité incendie	211
VIII.2.2	Les mesures de protection active et passive.....	212
VIII.2.3	Physique de l'incendie	212
VIII.3	Calcul et vérification au feu.....	217
VIII.3.1	Solives	226
VIII.3.2	Poutres porteuses.....	232
VIII.3.3	Poutres secondaires	237
VIII.4	Conclusion	243

CHAPITRE IX : CALCUL LES ELEMENTS DU SOUS-SOL

IX.1	Introduction.....	244
IX.2	Etude les éléments du sous-sol	244
IX.2.1	Etude de voile périphérique.....	244
IX.2.2	Etude des poteaux mixtes	250

CHAPITRE X : ETUDE DE FONDATION

X.1	Introduction :	262
X.2	Les types des fondations :	262
X.3	Fonctions assurées par les fondations :	262
X.4	Choix des fondations :	262
X.4.1	Semelles filantes croisées :	264
X.5	Ferraillage des fondations :	270
X.5.1	Ferraillage des semelles	270
X.5.2	Ferraillage de la poutre de nervure :	271
X.5.3	Vérification de la nervure	274
X.6	Radier :	277
X.6.1	Introduction	277
X.6.2	Prédimensionnement de radier	277
X.6.3	Vérification des contraintes dans le sol sous radier	277
X.6.4	Ferraillage du radier	278
X.6.5	Vérification des contraintes à l'ELS	280
X.7	Conclusion :	282

PARTIE RECHERCHE :

I.1	Introduction	283
I.2	Analyse et vérification des structures	283
I.2.1	Imperfections globale et locale	285
I.2.2	Instabilités locale et globale	285
I.2.2.1	Instabilité globale (effets $P-\Delta$) :	286
I.2.2.2	Instabilité locale (effets $P-\delta$):	286
I.2.3	Non-linéarité du matériau	287
I.2.3.1	Analyse globale élastique :	287
I.2.3.2	Analyse globale plastique :	287
I.2.4	Résumé des méthodes d'analyse et vérification :	288
I.3	Conclusion-Méthode d'analyse élastique au second ordre et vérifications associées :	289
I.4	Définition :	289
I.4.1	Notion de la stabilité :	289
I.4.2	Etude théorique :	290

I.4.2.1	Exemple d'Application Sur un élément isolée (locale, effets P- δ) :.....	290
I.4.2.2	Les effets P- Δ sur notre structure :.....	295
I.5	Classification en ossatures souples ou ossatures rigides	295
I.5.1	Exemple de calcul :	296
I.5.1.1	Calcul alternatif de α_{cr} :.....	299

CONCLUSION GENERALE	301
----------------------------	-----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEX

PLANS D'EXECUTION

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Etage courant (Structure 1).	5
Figure I. 2 : Etage courant (Structure 2).	6
Figure I. 3: composition de plancher courant.	7
Figure I. 4: caractéristiques de HI-BOND55-750.....	8
Figure I. 5: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).....	9
Figure I. 6: Composition d'un plancher terrasse.....	9
Figure I. 7: Escaliers en charpente métallique.	11
Figure I. 8: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.....	12
Figure I. 9: Diagramme contraintes-déformation ELU.....	15
Figure II. 1: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section	18
Figure II. 2: Largeur effective de dalle en béton	20
Figure II. 3: solive plus sollicité	23
Figure II. 4: Poutre étayée.....	24
Figure II. 5: Largeur participante de la dalle.	28
Figure II. 6: poutre principal.....	32
Figure II. 7: Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.	35
Figure II. 8: Largeur participante de la dalle.	38
Figure II. 9: La poutre principal.....	43
Figure II. 10: Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.	45
Figure II. 11: Largeur participante de la dalle.	48
Figure II. 12: Largeur participante de la dalle.	56
Figure II. 13: poteau plus sollicité	66
Figure II. 14: Schéma statique de type d'articulation de poteau.....	67
Figure III. 1: Action au site.....	72
Figure III. 2: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique. .	74
Figure III. 3: Légende pour les parois verticales.	78
Figure III. 4: Légende pour les parois verticales.	78
Figure III. 5: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.	79
Figure III. 6: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).	79
Figure III. 7: légende pour les toitures plates.	80

Figure III. 8: Légende pour les parois verticales.	84
Figure III. 9: Légende pour la paroi verticale (V2).	84
Figure III. 10: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2).	85
Figure III. 11: Légende pour les toitures plates (V2).	85
Figure III. 12: légende pour les toitures plates.	86
Figure IV. 1: Coupe horizontale des Escaliers.	91
Figure IV. 2: schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC).	92
Figure IV. 3: les éléments constituant l'escalier.	92
Figure IV. 4: schème représentant les dimensions de l'escalier (étage).	99
Figure IV. 5: Dimensions de l'acrotère.	102
Figure IV. 6: Schéma statique de l'acrotère.	104
Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	109
Figure V. 1: Spectre de réponse.	114
Figure V. 2: Structure avec palées triangulées en X et en V.	117
Figure V. 3: Le 1er mode est un mode de translation suivant x-x.	119
Figure V. 4: Le 2ème mode est un mode de translation suivant y-y.	120
Figure V. 5: Le 3ème mode est un mode est un mode de rotation.	121
Figure V. 6: Structure avec palées triangulées en X et en V.	122
Figure V. 7: Le 1er mode est un mode de translation suivant x-x.	124
Figure V. 8: Le 2ème mode est un mode de translation suivant y-y.	125
Figure V. 9: Le 3ème mode est un mode est un mode de rotation.	126
Figure V. 10: Structure avec palées triangulées en X et en V.	135
Figure V. 11: largeur minimum du joint sismique.	144
Figure VI. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.	148
Figure VII. 1: Exemples des assemblages.	164
Figure VII. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre.	165
Figure VII. 3: Assemblage soudé poutre – platine.	166
Figure VII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.	169
Figure VII. 5: Distribution des boulons.	169
Figure VII. 6: Résultat de vérification d'assemblage de pied de poteau.	174
Figure VII. 7: Vue d'assemblage poutre solive IPE200-HEA360.	174

Figure VII. 8: Schéma d'assemblage solive-poutre.....	176
Figure VII. 9: Résultat de vérification d'assemblage de pied de poteau.	177
Figure VII. 10: Vue d'assemblage pied de poteau HEA550	178
Figure VII. 11: Résultat de vérification d'assemblage pied de poteau.	179
Figure VII. 12: Vue d'assemblage Poteau HEA450 Poteau HEA400.....	180
Figure VII. 13: Vérification de déformation Poteau HEA450 Poteau HEA400.....	182
Figure VII. 14: les diffèrent zones de sollicitations.....	183
Figure VII. 15: les dispositions des boutons sur les Platines P25.....	185
Figure VII. 16: les dispositions des boutons sur les Platines P20.....	186
Figure VII. 17: les dispositions des boutons sur les Platines P20.....	186
Figure VII. 18: Vue d'assemblage de contreventement.	188
Figure VIII. 1: Triangle du feu.	213
Figure VIII. 2: Phases de déroulement d'un incendie (1).	214
Figure VIII. 3: Phases de déroulement d'un incendie (2).	215
Figure VIII. 4: Schéma illustratif des critères de résistance au feu.	217
Figure VIII. 5: Exemple de détermination de la température critique pour les sections protégées par la méthode itérative.	222
Figure VIII. 6: Exemple de détermination de la température critique pour les sections non protégées par la méthode itérative.	222
Figure VIII. 7: Nomogramme pour déterminer la température critique et la résistance au feu.	223
Figure VIII. 8: Schéma statique de la solive courant.....	226
Figure VIII. 9: Schéma statique de la solive terrasse.	229
Figure VIII. 10: Schéma statique de la poutre principale (courant).	232
Figure VIII. 11: Schéma statique de la poutre principale (terrasse).	235
Figure VIII. 12: Schéma statique de la poutre secondaire (courant).	237
Figure VIII. 13: Schéma statique de la poutre secondaire (terrasse).	240
Figure IX. 1: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.....	245
Figure IX. 2: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.	253
Figure IX. 3: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.	257
Figure IX. 4: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.	259

Figure X. 1: position des points.	263
Figure X. 2: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.....	264
Figure X. 3: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau rive.	265
Figure X. 4: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.	265
Figure X. 5: schéma de fondation.	270
Figure X. 6: schéma de ferrailage.....	271
Figure X. 7: schéma de ferrailage.....	271
Figure X. 8: les charges appliquées.	272
Figure X. 9: Diagramme de l'effort tranchant.	272
Figure X. 10: Diagramme des moments fléchissant.	272
Figure X. 11: Schéma de ferrailage de nervure.	276
Figure X. 12: Disposition des nervures par rapport au radier et poteau.	278
Figure X. 13: Schéma de ferrailage.	280
Figure X. 12: Schéma de fondation.	282

CHAPITRE RECHERCHE :

Figure I. 1: Schéma principal du dimensionnement d'une structure	283
Figure I. 2: organigramme de l'analyse.	284
Figure I. 3: Imperfection globale.	284
Figure I. 4: Imperfection locale.	285
Figure I. 5: Effet du second ordre ($P-\Delta$ et $P-\delta$).....	286
Figure I. 6: Comportements du matériau.	287
Figure I. 7: le flambement.....	290
Figure I. 8: poteau encasté.....	291
Figure I. 9: formulaire de vérification du flambement.	292
Figure I. 10: structure contreventé.....	296
Figure I. 11: déplacement d'une structure	297
Figure I. 12: déplacement d'une structure.	300

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: caractéristiques de HI-BOND55-750	8
Tableau I. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson	9
Tableau I. 3: Valeurs nominales de Fy & Fu pour les profilés	13
Tableau I. 4: Valeurs nominales de fy pour le ferrailage	13
Tableau II. 1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales	19
Tableau II. 2: Evaluation de charges permanente terrasse.....	21
Tableau II. 3: Evaluation de charge permanente d'étage courant.....	21
Tableau II. 4: Evaluation de charge d'exploitation d'étage courant.....	22
Tableau II. 5: Caractéristiques du profilé (IPE200).....	23
Tableau II. 6: Les solives de la structure	32
Tableau II. 7: Caractéristiques du profilé (IPE500).....	33
Tableau II. 8: Les poutres principales de la structure	42
Tableau II. 9: Caractéristiques du profilé (IPE300).....	43
Tableau II. 10: Les poutres principales de la structure	52
Tableau II. 11: Caractéristiques du profilé (IPE220).....	52
Tableau II. 12: Les poutres secondaires de la structure	60
Tableau II. 13: La descente de charge permanente de poteau central	62
Tableau II. 14: La descente de charge permanente de poteau d'angle	63
Tableau II. 15: La descente de charge permanente de poteau de rive	64
Tableau II. 16: La charge d'exploitation des trois types de poteau.	65
Tableau II. 17: Les efforts normaux, les sections, et le choix des profilés.....	66
Tableau II. 18: Facteur d'imperfection α	67
Tableau II. 19: Vérification de flambement de poteau de 10ème 9ème étage.....	68
Tableau II. 20: Vérification de flambement des poteaux de 8ème 7ème 6ème étage	68
Tableau II. 21: Vérification de flambement de poteau de 5ème 4ème et 3eme étage	68
Tableau II. 22: Vérification de flambement des poteaux de niveau 2eme 1ER RDC	69
Tableau II. 23: Le choix finals des poteaux.....	69
Tableau III. 1: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain [2]	73
Tableau III. 2: Coefficient de rugosité (V1)	74
Tableau III. 3: Coefficient topographique (V1).....	75

Tableau III. 4: Coefficient Intensité de turbulence (V1)	75
Tableau III. 5: Coefficient d'exposition	75
Tableau III. 6: Valeur de pression dynamique de point qp (V1)	76
Tableau III. 7: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant	76
Tableau III. 8: Valeurs des surfaces pour la face dominante.....	77
Tableau III. 9: Surface des zones en m2	78
Tableau III. 10: Valeurs Cpe pour les parois verticales.....	78
Tableau III. 11: Surfaces des Zones en m2.....	80
Tableau III. 12: Valeur Cpe pour la toiture	80
Tableau III. 13: Les valeurs de pression W (zj) sens (V1)	81
Tableau III. 14: Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V1).....	81
Tableau III. 15: Coefficient de rugosité (V2)	82
Tableau III. 16: Coefficient topographique	82
Tableau III. 17: Coefficient Intensité de turbulence (V2)	82
Tableau III. 18: Coefficient d'exposition (V2).....	83
Tableau III. 19: Tableau Récapitulatif (V2)	83
Tableau III. 20: Surface des zones en m2	84
Tableau III. 21: Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire	84
Tableau III. 22: Surfaces des Zones en m2.....	86
Tableau III. 23: Valeur Cpe pour la toiture	86
Tableau III. 24: Les valeurs de pression W (zj) sens (V2)	87
Tableau III. 25: Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V2).....	87
Tableau III. 26: Force d'application d'ensemble direction V1	88
Tableau III. 27: Force d'application d'ensemble direction V2.....	88
Tableau IV. 1: les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent	104
Tableau IV. 2: les caractéristiques de la cornière	110
Tableau IV. 3: les caractéristiques du limon.....	110
Tableau IV. 4: les caractéristiques de la poutre palière	110
Tableau V. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique du 2ème modèle	117
Tableau V. 2: Changement des sections des (poteaux et poutres).....	122
Tableau V. 3: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final	123
Tableau V. 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.....	128

Tableau V. 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	128
Tableau V. 6: Facteurs de qualité	130
Tableau V. 7: force sismique	130
Tableau V. 8: Vérification de l'effort tranchant.....	131
Tableau V. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X.....	131
Tableau V. 10: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y.....	132
Tableau V. 11: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axes X-X.....	133
Tableau V. 12: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axes Y-Y.....	133
Tableau V. 13: Vérification de palées de stabilité.....	134
Tableau V. 14: Vérification de palées de stabilité.....	134
Tableau V. 15: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final ...	135
Tableau V. 16: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.....	137
Tableau V. 17: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	137
Tableau V. 18: Facteurs de qualité	139
Tableau V. 19: force sismique	139
Tableau V. 20: Vérification de l'effort tranchant.....	140
Tableau V. 21: Vérification de l'effort tranchant.....	140
Tableau V. 22: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X.....	140
Tableau V. 23: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y.....	141
Tableau V. 24: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axes X-X.....	141
Tableau V. 25: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axes Y-Y.....	142
Tableau V. 26: Vérification de palées de stabilité.....	142
Tableau V. 27: Vérification de palées de stabilité.....	143
Tableau VI. 1: Les valeurs des efforts internes	149
Tableau VI. 2: Vérification du poteau au flambement composé.....	149
Tableau VI. 3: Les valeurs des efforts internes	149
Tableau VI. 4: Vérification du poteau au flambement composé.....	150
Tableau VI. 5: Les valeurs des efforts internes	150
Tableau VI. 6: Vérification du poteau au flambement composé.....	150
Tableau VI. 7: Les valeurs de moment sollicitant	153
Tableau VI. 8: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant	154
Tableau VI. 9: Les valeurs de moment sollicitant	155
Tableau VI. 10: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant	155

Tableau VI. 11: Les valeurs de moment sollicitant	157
Tableau VI. 12: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant	157
Tableau VI. 13: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement	161
Tableau VII. 1: Caractéristiques des boulons	162
Tableau VIII. 1: Le classement « réaction au feu » des matériaux.....	216
Tableau VIII. 2: Valeurs des facteurs ψ pour les bâtiments	218
Tableau VIII. 3: Formules pour le calcul du facteur de massivité ($A m/V$ en $(m-1)$) d'éléments en acier non protégés.....	219
Tableau VIII. 4: Formules pour le calcul du facteur de massivité d'éléments en acier isolés par un matériau de protection contre le feu c_1 et c_2 représentent l'espace entre le profilé et la protection.	220
Tableau VIII. 5: Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier aux températures élevées	224
Tableau IX. 1 : Ferrailage du voile périphérique.....	247
Tableau IX. 2: Vérification des contraintes à ELS.	249
Tableau IX. 3: Nouveau choix des armatures.....	250
Tableau IX. 4: Nouvelle vérification des contraintes à ELS.	250
Tableau IX. 5: Choix final de ferrailage de voile périphérique.....	250
Tableau X. 1: Résultats de répartition des efforts sur les semelles filants croisé	266
Tableau X. 2: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x).....	267
Tableau X. 3: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y).....	267
Tableau X. 4: résumer les calcule des démentions de la table sens (x-x).....	267
Tableau X. 5: résumer les calcule des démentions de la table sens (y-y).....	268
Tableau X. 6: résumé les resulta de hn de sens(x-x).....	269
Tableau X. 7: résumé les resulta de hn de sens (y-y).....	269
Tableau X. 8: choix de ferrailage (x-x)	271
Tableau X. 9: choix de ferrailage (y-y)	271
Tableau X. 10: choix de ferrailage (x-x)	273
Tableau X. 11: choix de ferrailage (y-y)	273
Tableau X. 12: Vérification nervure (x-x)	274

Tableau X. 13: Vérification nervure (y-y)	274
Tableau X. 14: donné de calcul	277
Tableau X. 15: choix de ferrailage	279
Tableau X. 16: choix de ferrailage	280
Tableau X. 17: choix de ferrailage	281
Tableau X. 18: Vérification au renversement sens (x-x)	281
Tableau X. 19: Vérification au renversement sens (y-y)	281

CHAPITRE RECHERCHE :

Tableau I. 1: Classification des méthodes d'analyse	288
Tableau I. 2: Résumé des méthodes d'analyse – vérification.....	289
Tableau I. 3: influence des liaisons aux appuis	292
Tableau I. 4: Facteur d'imperfection α	293
Tableau I. 5: charge critique	293
Tableau I. 6: coefficient de réduction	294
Tableau I. 7: résultats d'etabs	294
Tableau I. 8: donné de base	296
Tableau I. 9: caractéristique de poutre HEA360.....	297
Tableau I. 10: caractéristique de Poteau HEA550	297
Tableau I. 11: Les déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y	300
Tableau I. 12: les valeurs d'alternatif	300

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

C_d : Coefficient dynamique.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

C_p : Coefficient de pression nette.

q_{dyn} : Pression dynamique.

$q_{\text{réf}}$: Pression dynamique de référence.

q_j : Pression dû au vent.

F_{fr} : Force de frottement.

R : Force résultante.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Teneur en eau, Poids total de la structure.

S_r : Degré de saturation.

W_L : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

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

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

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

C_t : Coefficient de topographie.

C_T : Coefficient de rugosité.

$C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

$I_V(Z)$: Intensité de la turbulence.

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poutre-poteau.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

$q_p(Z_e)$: Pression dynamique de pointe.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : Surface.

S : Charge de la neige.

S_k : Charge de la neige sur le sol.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.

$V_{pl,rd}$: Valeur de calcul de résistance plastique au cisaillement.

W : Pression aérodynamique.

$W_{(z_j)}$: Pression dynamique.

W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e .

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e .

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Z_{min} : Hauteur minimale.

INTRODUCTION GENERALE

La construction en charpente métallique occupe une place de plus en plus importante dans le domaine du génie civil en Algérie. Au cours de ces dernières années, la stimulation du développement économique et social a nécessité le lancement de différents projets parmi lesquels ; la construction des salles omnisports, des bâtiments industriels, des parkings étagés, et des grands hôtels. Ce dernier c'est le sujet de notre mémoire.

Ce travail s'insère dans l'objectif de respecter et maîtriser les règlements en vigueur, et les techniques de conceptions et des constructions contemporaines dans le domaine, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'ouvrage étudié est un hôtel en charpente métallique (R+10+sous-sol) à usage multiple contreventé par des palées triangulées en X et V située à **ALGER – Staoueli**.

Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

La modélisation de cette structure par le logiciel ETABS et ROBOT structural Analyses. Ils utilisent la méthode d'analyses statiques et dynamiques, ainsi que l'analyse linéaire ou non linéaire.

Notre étude est constituée de 10 chapitres :

- Le **1^{er} chapitre** est consacré à la présentation de l'ouvrage.
- Le **2^{ème} chapitre** est consacré prédimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et solives).
- L'étude climatique on est à consacré le **chapitre 3**.
- Le **4^{ème} chapitre** nous intéressons à l'étude des éléments secondaire qui comporte notre structure, nous citons (l'acrotère et les escaliers)
- Le **5^{ème} chapitre** consisté à modélises notre structure et détermine les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des stabilités pour avoir un bon comportement

dynamique jusqu' à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

- Le **6^{ème} chapitre** porte les vérifications des éléments structuraux de l'ossature en charpente métallique vis-à-vis les phénomènes d'instabilité tel que le flambement et déversement tout en respectant les règlements techniques en vigueur.
- Le **7^{ème} chapitre** calcul des assemblages, fondé sur les résultats du logiciel **Robot** et **Idea statica** qui traite les différents assemblages (assemblage soudés et assemblage boulonnés)
- Le **8^{ème} chapitre** calcul au feu est destinée à la partie feu qui consiste à présenter le phénomène du l'incendie dans la structure et puis donner un aperçu sur les différentes méthodes de calcul au feu et enfin une application dans notre bâtiment pour les éléments porteurs et secondaires.
- Le **9^{ème} chapitre** est consacré à l'étude de l'infrastructure.
- Le **10^{ème} chapitre** cette partie nous entamerons l'étude de fondation conformément au rapport de sol.

PARTIE 1 :
ETUDE DE LA STRUCTURE

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

L'ouvrage en question est un ouvrage séparé par un joint de rupture pour éviter le tassement différentiel. Il compose d'un Hôtel (R+10+sous-sol) en charpente métallique à multi usage.

Ce chapitre contient :

- La localisation et données concernant le site.
- La présentation du projet.
- Conception de l'ouvrage.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2 Présentation du projet :

Notre travail consiste à dimensionner et à étudier deux structures :

- Structure 1 : 1^{er} Partie de l'hôtel en R+10+Sous-sol étude complète.
- Structure 2 : 2^{ème} Partie de l'hôtel étude sismique et dynamique.

Le projet est implanté dans la wilaya d'**ALGER** et plus exactement à **STAOUELI** classée comme zone de forte sismicité **III** d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003).

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments principaux tels que : les poteaux, poutres, contreventements, planchers, fondations et le calcul des éléments secondaires après l'étude sismique de la structure pour assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation ainsi que l'étude de l'infrastructure et fondation.

I.2.1 Localisation et données concernant le site :

Notre projet implanté à **ALGER (Staoueli)** dont :

- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3), et la contrainte admissible du sol est 2 bars
- ✓ L'altitude : 52 m
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B, c'est un bâtiment à usage multiple et recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes.
- ✓ Zone de neige : zone B (commune I)

- ✓ Zone de vent : I
- ✓ Zone sismique : zone III (forte sismicité)

I.3 Conception de l'ouvrage :

I.3.1 Données géométriques d'ouvrage :

- ✓ Dimension en plan
 - Longueur totale = 58.65 m.
 - Largeur totale = 24.80 m.
- ✓ Dimension en élévation
 - Hauteur totale sans acrotère = 37.40 m.
 - Hauteur du sous-sol = 3.30 m.
 - Hauteur du de R.D.C et 1^{er} étage : 3.85 m.
 - Hauteur d'autres étages : 3.30 m.
 - Hauteur d'acrotère : 0.6 m.

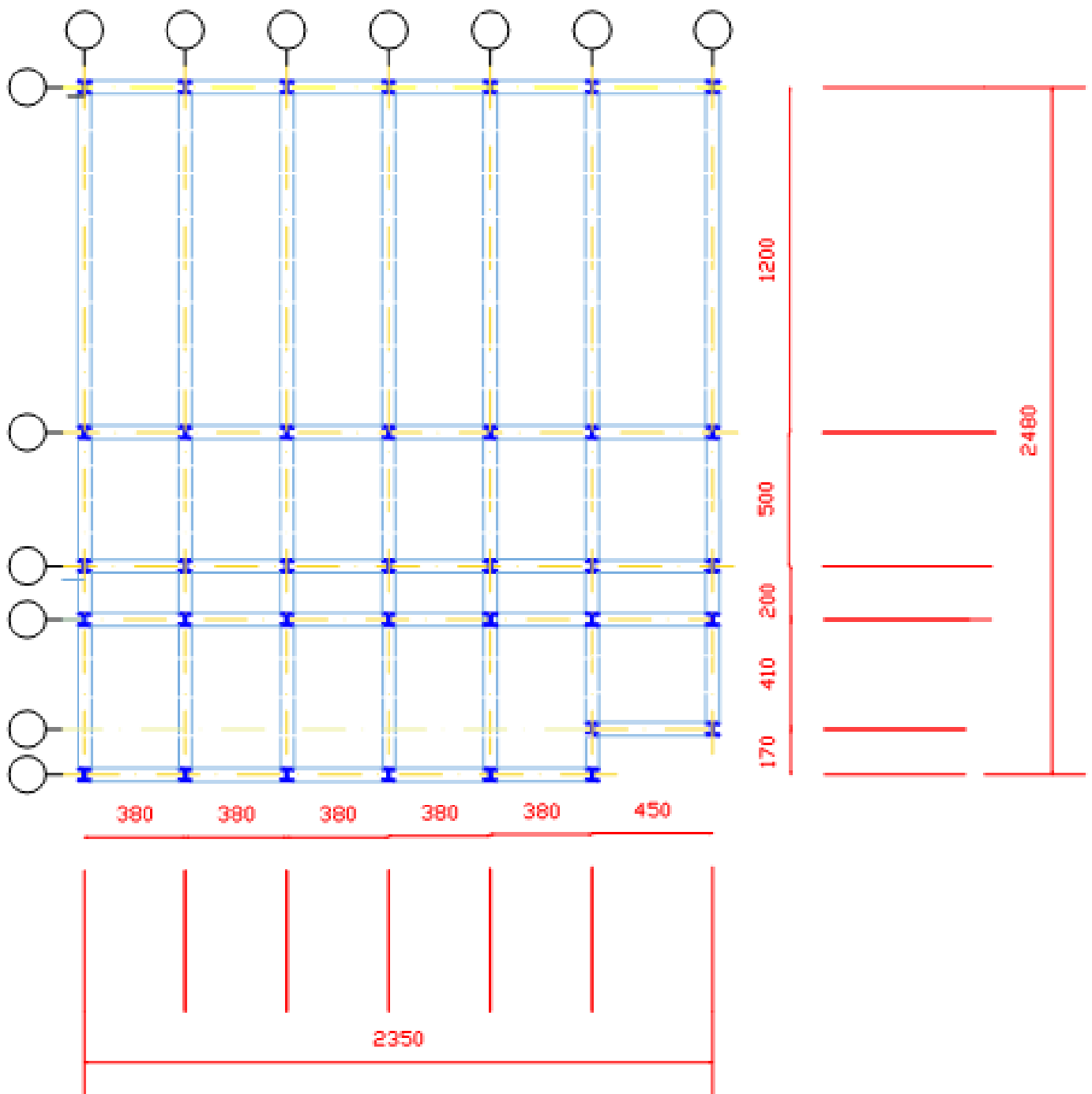


Figure I. 1: Etage courant (Structure 1).

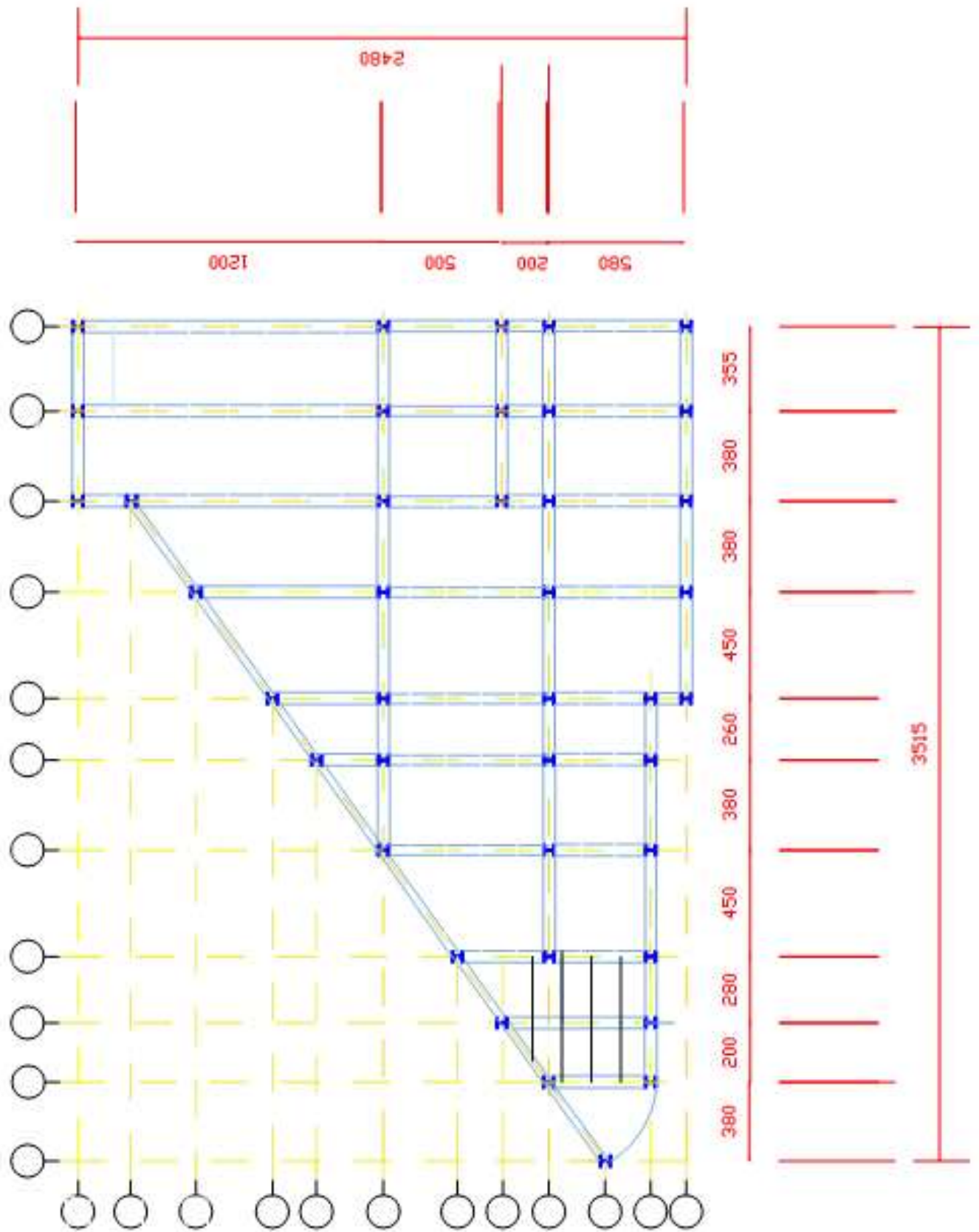


Figure I. 2 : Etage courant (Structure 2).

I.3.2 Conception architectural :

Notre hôtel est de forme Trapézoïdal, cet ouvrage consiste de :

- Le sous-sol est un parking.
- Le rez-de-chaussée est aménagé comme suit (restaurant, bureau, hall et cuisine).
- 1^{er} et 2^{ème} étages à usage multiple (Salle de réunion, restaurant, hall, cuisine et terrasse accessible).
- 3^{ème} étage à usage multiple (Salle de sport, chambres, hall et sauna).
- 4^{ème} jusqu'à 10^{ème} étages à usage multiple (Chambres et hall).
- Un vide qui traverse les 10 étages plus rez-de-chaussée.

I.3.3 Conception structurale :

I.3.3.1 Superstructure horizontale :

Les planchers : dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse.

✓ Plancher courant :

Pour notre construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustré sur la figure (I.5).

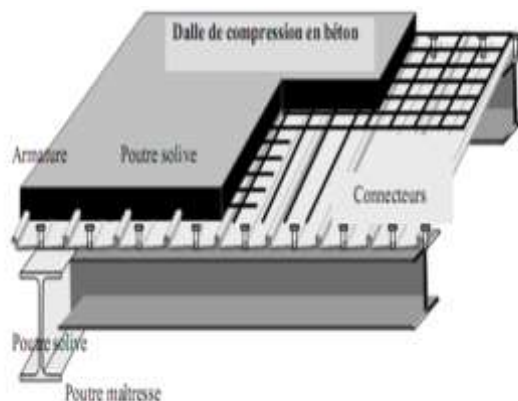


Figure I. 3: composition de plancher courant.

- Les bacs aciers sont type HIBON55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

- La liaison entre la dalle, le bac acier collaborant et la structure porteuse est assuré par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

a) Bac d'acier :

Le bac d'acier de type HI-BOND55-750 dont les caractéristiques suivantes :

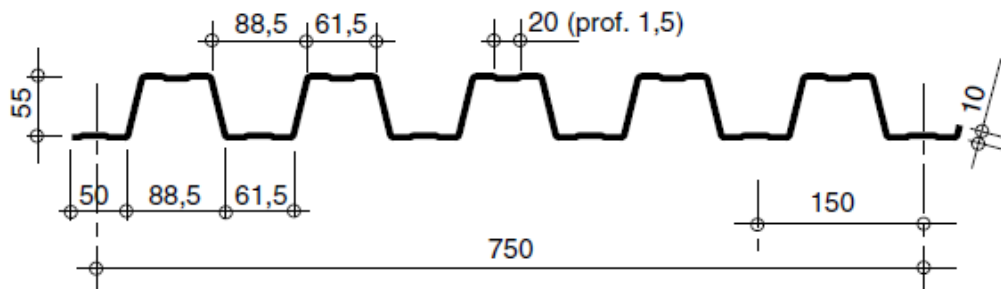


Figure I. 4: caractéristiques de HI-BOND55-750.

Le tableau suivant représente les caractéristiques du bac adopté :

Tableau I. 1: caractéristiques de HI-BOND55-750

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure par bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (dan/m ²)
55	5	150	750	1	15

b) Les connecteurs :

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal. Deux types des connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

- Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprise au tableau ci-dessous :

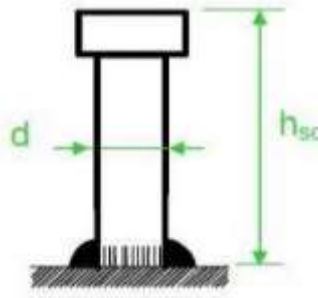


Figure I. 5: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

Tableau I. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	D (mm)	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)
TRW Nelson KB ^{3/4} '' -95	95	19	350	450

c) Dalle en béton :

L'épaisseur de la dalle béton armé compris entre 12 & 15 cm.

✓ Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon ...)

- Etanchéité : l'étanchéité des toitures terrasses permet l'évacuation des eaux pluviales et l'étanchéité à l'eau des bâtiments
- Gravillon : l'utilisation de gravier ou de gravillon est une formule moins chère pour protéger la membrane d'étanchéité.

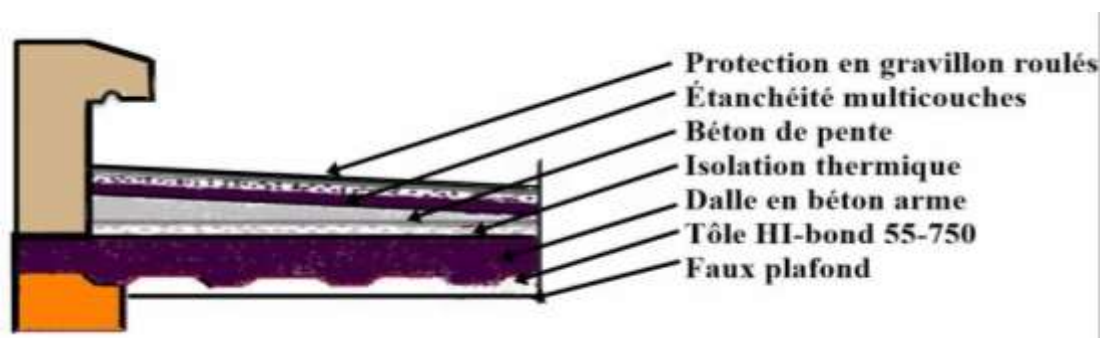


Figure I. 6: Composition d'un plancher terrasse.

✓ Les solives :

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien UPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1.5m et 4m.

✓ Les poutres :

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) ou bien (HEA) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

I.3.3.2 Superstructure verticale :

✓ Les systèmes de stabilités :

Les contreventements dans les bâtiments servent, d'une part, à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations, d'autre part, à assurer la stabilité de l'ossature tant en service qu'au stade de montage. On examine ci-après la disposition en plan, et en élévation des contreventements dans une ossature, la répartition des efforts entre les divers contreventements, leur nature, leur influence sur la stabilité de l'ensemble du bâtiment et sur la stabilité des poteaux.

La stabilité des bâtiments peut être obtenue de différentes manières : Soit par des palées de stabilité, soit par voiles en béton armé, soit encore par des noyaux en béton armé ou cages en poutres à treillis métallique, soit par des portiques auto stables, soit enfin par toute combinaison de ces divers systèmes.

✓ Conception des escaliers :

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les autres niveaux, elles sont constituées de garde-corps et d'un palier intermédiaire.



Figure I. 7: Escaliers en charpente métallique.

✓ Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à réaliser aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charge de neige et surcharges d'exploitation) jusqu'aux fondations.

✓ Les fondations :

Les fondations reprenant les charges et surcharges supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon le rapport de bon sol et les charges supportées par la structure.

✓ L'acrotère

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 15cm.

I.4 Caractéristiques des matériaux :

I.4.1 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

a) Etat limite ultime ELU

On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.

- σ_s : contrainte de l'acier..... $\sigma_s = f_e/\gamma_s$.
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :
 - $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
 - $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.

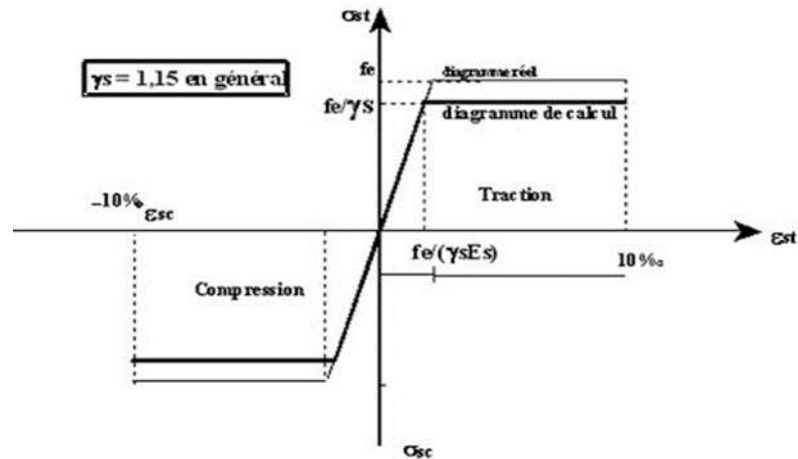


Figure I. 8: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.

b) Etats limites de service ELS

On ne limite pas de la contrainte de là l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration nuisible : Pas de limitation de contrainte.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right]$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

- $\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A.

✓ Acier de Charpente métallique :

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont [2] :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale (Module de cisaillement) :
 $G = E / (2(1+\nu)) = 8,1 \cdot 10^4$ MPa.
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ par °C.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$

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

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

- La résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$

Tableau I. 3: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés

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

✓ Acier pour ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$

Tableau I. 4: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

	Nuances	$F_y \text{ (MPa)}$
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.4.2 Béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats (gravier, sable...etc.) et un liant (ciment, argile...etc.) et de l'eau.[6]

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa mais sa résistance à la traction est faible. De l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

1. Résistance de béton :

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

➤ Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{c_j} à j jours d'âge est déterminée à partir sur des éprouvettes 16cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité $f_{c_{28}}$. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à J jours définies à partir de $f_{c_{28}}$.

- Pour des résistances $f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = f_{c_{28}} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

➤ Résistance à la traction

La Résistance caractéristiques à la traction du béton à j jours notée f_{t_j} , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{t_j} = 0,275(f_{c_j})^{2/3} & \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

2. Module de déformation longitudinal

Le module de Young, module d'élasticité longitudinal en module de traction et la constante qui relie la contrainte de traction ou de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

- Module de déformation

$$E_{i_j} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ ou } : E_{i_{28}} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différer

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou : } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

3. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est défini comme l'opposé du rapport de l'allongement relatif transversal sur l'allongement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transeversal}}{\text{allongement relatif longitudinale}}$$

Selon BAEL [6] :

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations et dans le cas de béton fissuré à l'ELU.

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations et dans le cas de béton fissuré à l'ELS.

4. Contraintes limites :

a. L'état limite ultime ELU

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- Résistance de la structure ou de l'un de ces éléments.
- Equilibre statique.
- Stabilité de forme.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\delta_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles

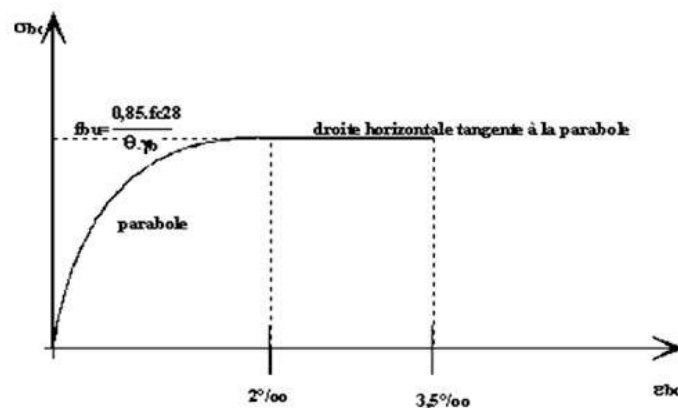


Figure I. 9: Diagramme contraintes-déformation ELU.

b. Etat limite de service ELS

Qui constituent les frontières au délai des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformations excessives des éléments porteurs
- Vibration inconfortable pour les usages etc.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

I.5 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
- **BAEL91** : Béton armé aux états limite
- **EC 1** : EC1-1-4 vent
- **EC3** : Calcul des structures en acier.
- **EC4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

I.6 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 le bâtiment sont définis et les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction adoptés sont détaillées. A la fin, les hypothèses de calcul adoptées sont mentionnées.

CHAPITRE II :
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS PRINCIPAUX

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II.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**.

II.2 Classification des sections transversales

Pour les besoins de calcul, l'eurocode3 a proposé quatre classes de section transversales qui est définis comme suite :

- a) Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b) Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
- c) Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique
- d) Classe 4 : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit-être déterminée avec prise en compte moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous :

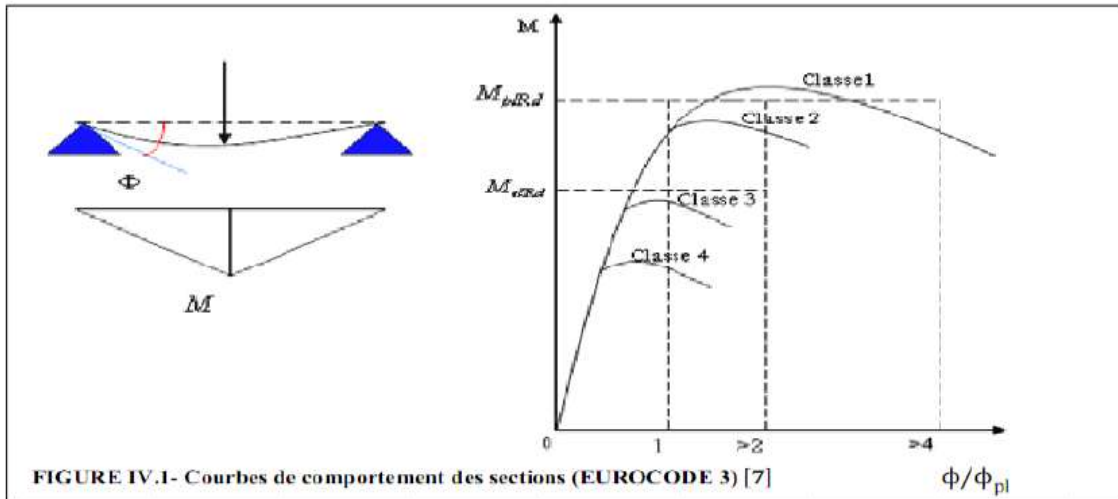


FIGURE IV.1- Courbes de comportement des sections (EUROCODE 3) [7]

M_{plRd} : moment à l'état plastique réduit.

M_{elRd} : moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

Figure II. 1: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.

II.3 Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_m pour les matériaux doit être pris égal à valeurs suivantes :

- Sections de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_m=1.1$
- Sections de classe (4) $\rightarrow \gamma_m=1.1$
- Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{m2}=1.25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{m1}=1.1$

II.4 Les valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

- Les valeurs limites recommandées flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous [3]

Tableau II. 1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales

Conditions	δ_{vmax} (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toitures supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

II.5 Les planchers :

- Généralité :

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges verticales (pois propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les transmettre aux poteaux, transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux, de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

- Les charges :

Le rôle essentiel des planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal est de transmettre les efforts aux éléments porteurs : Les poutres et les poteaux.

- Hypothèse de calcul :

- Phase de construction
- Phase finale

- Phase de construction :

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

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

○ Phase finale :

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre de profilé
- Le poids propre de béton
- La surcharge d'exploitation
- Finition

• Largeur de la dalle collaborant :

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

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L_0/8 \quad ; \quad L_0 : \text{largeur libre d'une poutre simple appuis} \\ b \quad ; \quad b : \text{l'entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

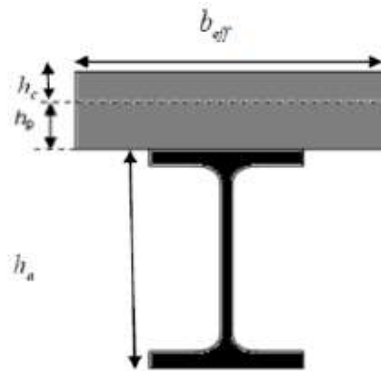


Figure II. 2: Largeur effective de dalle en béton.

- Plancher terrasse :
- a. Charges permanentes : [1]

Tableau II. 2: Evaluation de charges permanente terrasse

Charge permanente de terrasse	KN/m ²
Protection en gravillon	0.85
Étanchéité multicouches	0.2
Forme de pente (e=10cm)	2,2
Isolation thermique	0.16
Dalle en béton armé (t=15)	2.964
Bac d'acier (HIBON55) (e=0,75)	0.0956
Faux plafond	0.2
Totale	6.67

- b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible ⇒ **Q = 1 KN/m².**

- Plancher courant :
- a. Charges permanentes :

Tableau II. 3: Evaluation de charge permanente d'étage courant

Charge permanente de terrasse	KN/m ²
Revêtement en carrelage	0.405
Mortier de pose	0.4
Lit de sable (18*0.03)	0,54
Dalle en béton armé (t=15)	2.964
Bac d'acier (HIBON55) (e=0,75)	0.0956
Faux plafond	0.2
Distribution cloison	1
Totale	5.60

b. Charge d'exploitation :

Tableau II. 4: Evaluation de charge d'exploitation d'étage courant

Charge d'exploitation des étages	Q (KN/m²)
Sous-sol : parking	2,5
RDC : restaurant//circulation Cuisine/ escalier	2,5 /2,5/ 4/ 2,5
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage : restaurant//circulation Cuisine/ escalier/terrasse accessible	2,5/ 2,5/ 4 /2,5/ 1,5
3 ^{ème} jusqu'à 10 ^{ème} chambre/circulation/escalier	1,5 /2,5/ 2,5

II.6 Pré dimensionnement des éléments principaux : (Structure 1)

II.6.1 Pré dimensionnement des solives

Les solives sont généralement des profilés en IPE, IPN, leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type du bac d'acier utilisé. Le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur de profilé et la portée de la solive.

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

- Plancher terrasse inaccessible

La solive la plus sollicitée à une longueur L=4,5 m, L'entraxe entre les solives est de 1,5m.

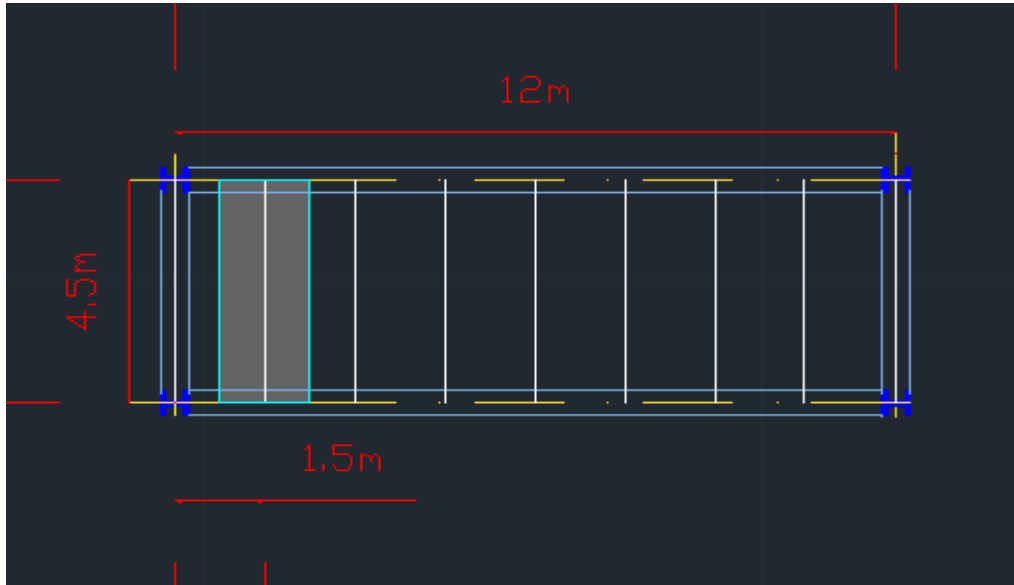


Figure II. 3: solive plus sollicitée.

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

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4500}{25} \leq H \leq \frac{4500}{15} \Rightarrow 180\text{mm} \leq H \leq 300\text{mm}.$$

On choisit un **IPE 200**.

➤ Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 200

Tableau II. 5: Caractéristiques du profilé (IPE200)

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique				
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 200	22,4	28,48	200	100	5,6	8,5	12	1943	220,6	194,3	8,25	2,24

➤ La classe de la section transversale

1) La semelle

$$b = 110 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b - (2r + t_w)}{2} = \frac{100 - (2 \times 12 + 5,6)}{2} = 35,2 \text{ mm.}$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{35,2}{8,5} = 4,14 < 9 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc la semelle est de classe 1.

2) Ame

$$d = h - (2r + 2t_f) = 200 - (2 \times 12 + 2 \times 8,5) = 159 \text{ mm.}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 < 72 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe 1**.

1. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé (IPE200) $g_p = 0,224 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,964 \text{ KN/m}^2.$
- Poids du bac d'acier (fiche technique $e=0,75$) $g = 0,0956 \text{ KN/m}^2.$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2.$

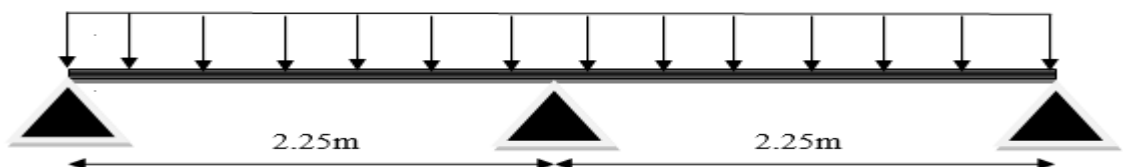


Figure II. 4: Poutre étayée.

1.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,5 m.

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times 1,5] + 1,5 \times q_c \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (2,964 + 0,0956) \times 1,5] + 1,5 \times 0,75 \times 1,5$$

$$q_u = 8,19 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times 1,5] + q_c \times 1,5$$

$$q_{ser} = [0,224 + (2,964 + 0,0956) \times 1,5] + 0,75 \times 1,5$$

$$q_{ser} = 5,94 \text{ KN/ml.}$$

1.2 Vérification :

➤ La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{8,19 \times 2,25^2}{8} = 5,18 \text{ KN. m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{220,6 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 55,15 \text{ KN. m.}$$

$$M_{sd} = 5,18 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 55,15 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl,rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 28940 - (2 \times 100 \times 8,5) + (5,6 + 24) \times 8,5$$

$$A_v = 1399.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 1399.6 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 202.01 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{8,19 \times 2,25}{2} = 9,21 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 9,21 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 202.01 \text{ KN}$**Condition vérifiée.**

$V_{sd} = 9,21 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 101 \text{ KN}$**Condition vérifiée.**

=> pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ La rigidité

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 5,94 \text{ KN/ml.} \\ L = 2,25 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 1943 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

Donc on aura : $f_{\max} = \frac{5 \times 5,94 \times (2250^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 0,49 \text{ mm}$

Et la flèche admissible est $f_{\text{adm}} = \frac{2250}{250} = 9 \text{ mm}$

$$f_{\max} = 0,49 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 9 \text{ mm}$$
.....**Condition vérifiée.**

➤ Vérification au déversement

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]} = \frac{\frac{2250}{22,4}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{2250}{22,4}}{\frac{200}{8,5}} \right]^2 \right]} = 80,30$$

IPE 200 de classe 1 (K=1 ; C1=1,132 ; Kw=1 ; βw=1)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5} = \left[\frac{80,30}{86,81} \right] \times [1]^{0,5}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.92$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \rightarrow \varphi_{LT} = 1$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = 0.72$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0.72 \times 1 \times \frac{220.6 \times 10^4 \times 275}{1,1} \times 10^{-7} = 39.71 \text{ KN.m}$$

5,18KN. m < 39.71 KN.mCondition vérifiée.

2. Phase finale

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

- Poids propre du profilé (IPE200) $g_p = 0.224 \text{ KN/ml}$.
- Charge permanente..... $G = 6,67 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

2.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,5 m.

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 1,5)] + 1,5 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (6,67 \times 1,5)] + 1,5 \times 1 \times 1,5$$

$$q_u = 16,06 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G \times 1,5)] + Q \times 1,5$$

$$q_{ser} = [0,224 + (6,67 \times 1,5)] + 1 \times 1,5$$

$$q_{ser} = 11,73 \text{ KN/ml.}$$

2.2 Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes : [10]

$$\text{appuie. } b_{\text{eff}} = \begin{cases} \frac{2 \times 4,5}{8} = 1,12 \text{ m} & \text{Avec : } l_0 : \text{ Longueur libre d'une poutre simplement} \\ \text{inf} \\ b = 1,5 \text{ m} \end{cases} \quad \mathbf{b} : \text{ Entraxe entre les poutres.}$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,12 \text{ m.}$$

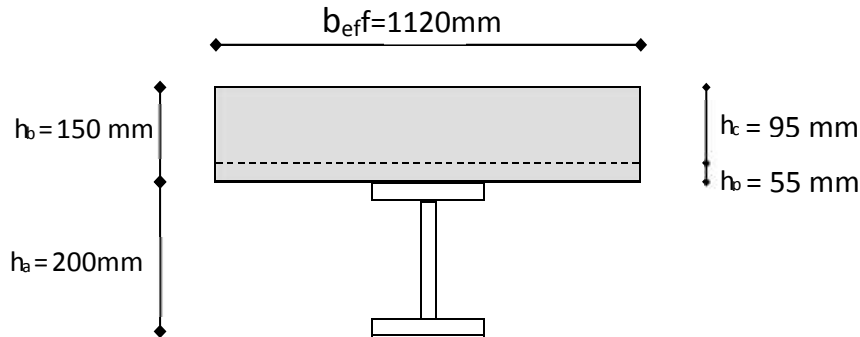


Figure II. 5: Largeur participante de la dalle.

2.3 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1120 \times 95) \times 10^{-3} = 1516,2 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 2848) \times 10^{-3} = 744,04 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 1516,2 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 744,04 \text{ KN}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

2.4 Vérification

a) la résistance :

➤ La flexion

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{16,06 \times 4,5^2}{8} = 40,65 \text{ KN.m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{\text{plrd}} = 744,04 \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{744,04 \times 95}{2 \times 1516,2} \right) \right] \times 10^{-3} = 168,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 40,65 \text{ KN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 168,66 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 28940 - (2 \times 100 \times 8,5) + (5,6 + 24) \times 8,5$$

$$A_v = 1399,6 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 1399,6 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 202,01 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{16,0 \times 4,5}{2} = 36,14 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 36,14 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 202,01 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification d'interaction

$V_{sd} = 36,14 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 101 \text{ KN} \Rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la rigidité

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 11,73 \text{ KN/ml.} \\ L = 4,5 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{Aa(hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$m = E_a / E_b = 15.$$

$$v = A_a / A_b = 2848 / 1120 \times 95 = 0,0267$$

$$I_c = \frac{2848(95 + 2 \times 55 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0,0267)} + \frac{1120 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943 \cdot 10^4 = 108,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 .$$

La valeur de la flèche maximale : $f^{\max} = \frac{5 \times 11,73 \times (4500^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 108,15 \times 10^6} = 2,75 \text{ mm.}$

Et la flèche admissible est $f^{adm} = \frac{4500}{250} = 18\text{mm}$.

$$f^{max} = 2,75\text{mm} \leq f^{adm} = 14\text{mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_{tot} = 2,75 + 0,49 = 3,24\text{mm} < f^{adm} = 18\text{mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Calcul des connecteurs (connexion totale)

[10]

Type goujon Hauteur $h = 95\text{ mm}$

Diamètre : $d = 19\text{ mm}$

3.1 Détermination de Prd

$$P_{rd} = K_r \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm².

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

$$\gamma_v = 1,25.$$

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

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

$$\text{On a } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1.$$

3.2 Influence du sens du bac d'acier

K_r : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_r = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 < 1.$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55\text{ mm}$.

h : hauteur du connecteur ($h=95\text{ mm}$).

b_0 : Largeur moyenne de la nervure ($b_0 = 88.5\text{ mm}$).

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, k_T doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} = 0,82 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN.} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 59,97 \text{ KN.}$$

3.3 Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1516,2 ; 744,04) = 744,04 \text{ KN.}$$

$$R_L = 744,04 \text{ KN.}$$

- Nombre des connecteurs (par demi-porté)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744,04}{59,97} = 12,41.$$

Soit $N = 13$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{4500}{26-1} = 180 \text{ mm}$$

$$Esp = 180 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max} = 6 hc = 750 \text{ mm}$$

$$95 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \leq 750 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour $Esp = 160 \text{ mm}$

De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation, commerce) et tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 6: Les solives de la structure

Plancher	Terrasse inaccessible	Terrasse inaccessible	Habitation	Hall +cuisine	Resterante
Solive	IPE 200	IPE 200	IPE 200	IPE200	IPE 200

II.6.2 Pré dimensionnement des Poutres

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

➤ Poutres Principales (Porteuses)

1^{ER} cas :

- Plancher terrasse inaccessible

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

La poutre la plus sollicitée a une longueur L= 12 m.

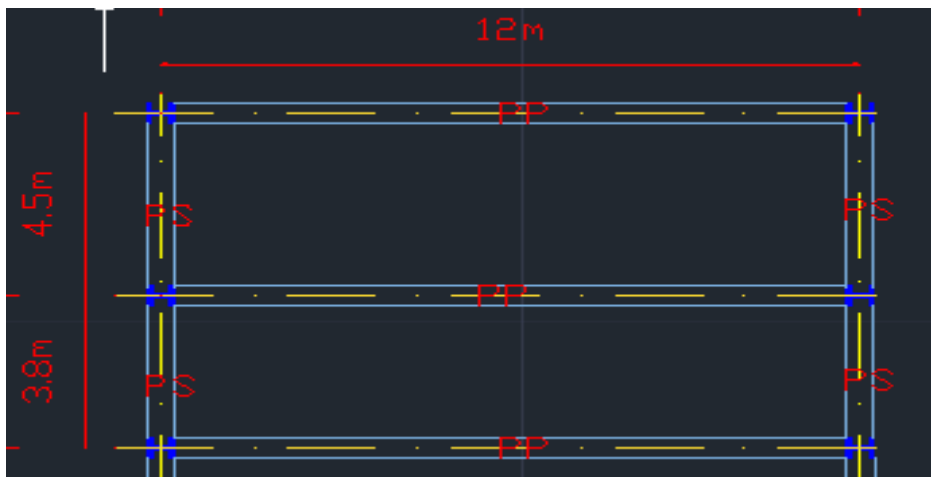


Figure II. 6: poutre principale.

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

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{12000}{25} \leq H \leq \frac{12000}{15} \Rightarrow 480\text{mm} \leq H \leq 800\text{mm}.$$

On choisit un **IPE 500**.

➤ Caractéristiques de poutre utilisée IPE 500

Tableau II. 7: Caractéristiques du profilé (IPE500)

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique				
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90,7	115,5	500	200	10,2	16	21	48200	2194	1928	20.43	4,31

➤ La classe de la section transversale

1) La semelle

$$b = 200\text{mm}.$$

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{200 - (2 \times 21 + 10,2)}{2} = 73,9\text{mm}.$$

$$t_f = 16\text{mm}.$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{73,9}{16} = 4,62 < 9 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc la semelle est de classe 1.

2) Ame

$$d = h - (2r + 2t_f) = 500 - (2 \times 21 + 2 \times 16) = 426\text{mm}.$$

$$t_w = 10,2\text{mm}.$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,76 < 72\varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe 1**.

1. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,907 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,964 \text{ KN/m}^2$.
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,0956 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$.

1.1 Calcul des réactions des solives

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

- ELU :

$$R_u = \frac{8,19 \times 3,8}{2} + \frac{8,19 \times 4,5}{2}$$

$$R_u = 33,99 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{5,94 \times 3,8}{2} + \frac{5,94 \times 4,5}{2}$$

$$R_s = 24,65 \text{ KN}$$

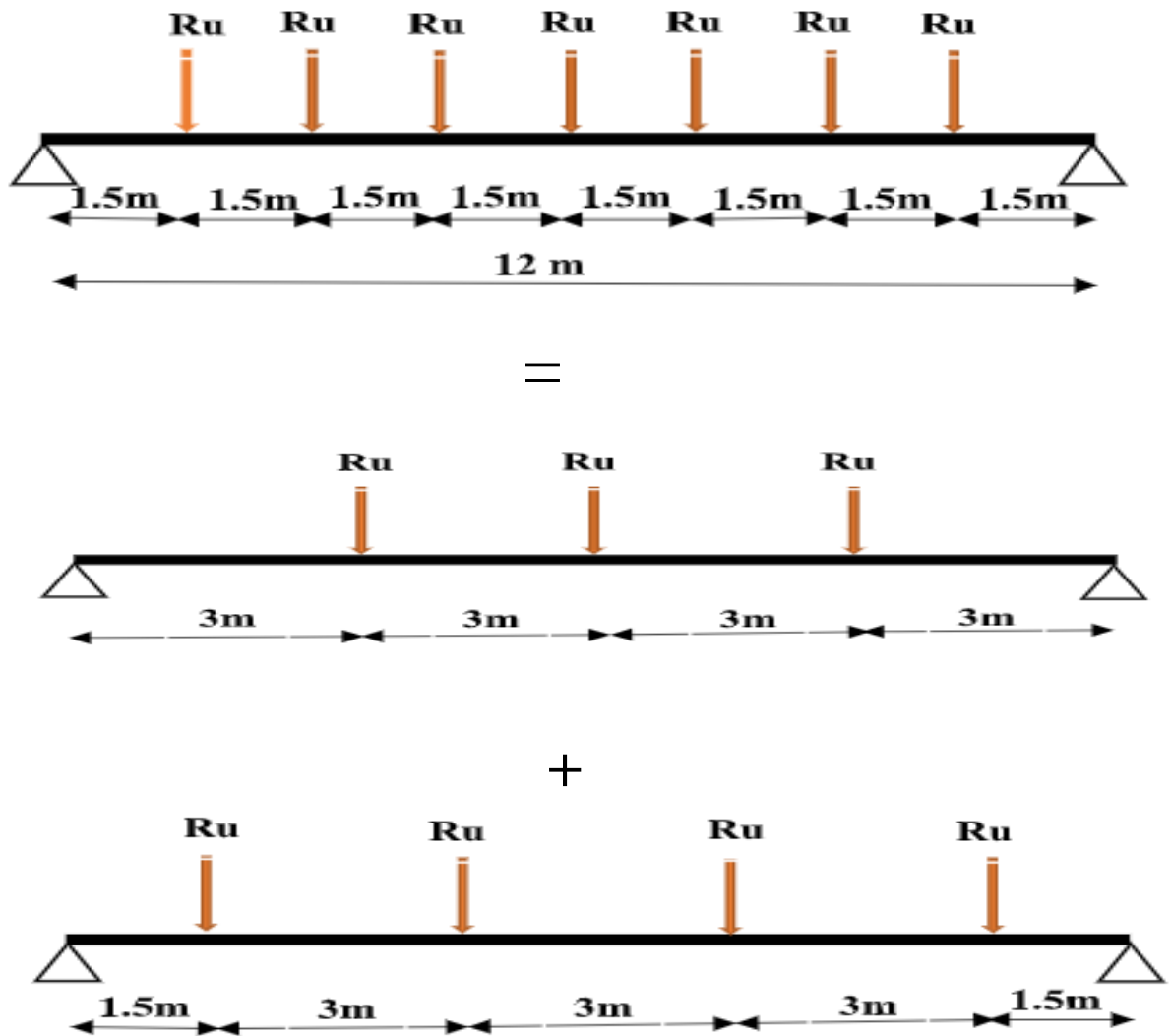


Figure II. 7: Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.

1.2 Combinaisons des charges

- ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times b_s] + 1,5 \times q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [0,907 + (2,964 + 0,0956) \times 0,2] + 1,5 \times 0,75 \times 0,2,$$

$$q_u = 2,28 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times b_s] + q_c \times b_s$$

$$q_{ser} = [0,907 + (2,964 + 0,15) \times 0,2] + 0,75 \times 0,2$$

$$q_{ser} = 1,68 \text{ KN/ml.}$$

1.3 Vérification

➤ La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} + (Ru \times L)$$

$$M_{sd} = \frac{2,28 \times (12)^2}{8} + (33,99 \times 12) = 448,92 \text{ KN.m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2194 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 548,50 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 448,92 \text{ KN.m.} < M_{pl,rd} = 548,50 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 11550 - (2 \times 200 \times 16) + (10,2 + 42) \times 16$$

$$A_v = 5985,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 5985,2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 863,89 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{7}{2} Ru + \frac{qu \times L}{2} = \frac{7}{2} 33,99 + \frac{2,28 \times 12}{2} = 132,65 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 132,65 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 863,89 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 132,65 \text{ KN} < 0,5 V = 431,94 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

=> pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ La rigidité

$$f^{\max} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 1,68 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 24,65 \text{ KN.} \\ L = 12 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 48200 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

$$f^{\max} = \sum f_{q_{\text{ser}1}} + f_{q_{\text{ser}2}}$$

$$f_{q_{\text{ser}1}} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,68 \times 12000^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 48200 \cdot 10^4} = 4,48 \text{ mm}$$

$$f_{q_{\text{ser}2}} = \frac{41 \times R_s \times L^3}{768 \times E \times I_y} + \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{41 \times 24,65 \times 12000^3}{768 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 48200 \cdot 10^4} + \frac{19 \times 24,65 \times 12000^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 48200 \cdot 10^4}$$

$$= 0,043 \text{ mm.}$$

$$f^{\max} = 4,52 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 48 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Phase finale

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

- Poids propre du profilé (IPE500)..... $g_p = 0.907 \text{ KN/ml.}$
- Charge permanente..... $G = 6,67 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2.$

2.1 Calcul des réactions des solives

- ELU :

$$R_u = \frac{16,06 \times 3,8}{2} + \frac{16,06 \times 4,5}{2}$$

$$R_u = 66,65 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{11,73 \times 3,8}{2} + \frac{11,73 \times 4,5}{2}$$

$$R_s = 48,68 \text{ KN.}$$

2.2 Combinaisons des charges

- ELU

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

$$q_u = 1,35 \times [0,907 + (6,67 \times 0,2)] + 1,5 \times 1 \times 0,2$$

$$q_u = 3,33 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_{\text{ser}} = [g_p + (G \times b_s)] + Q \times b_s$$

$$q_{\text{ser}} = [0,907 + (6,67 \times 0,2)] + 1 \times 0,2$$

$$q_{\text{ser}} = 2,44 \text{ KN/ml.}$$

2.3 Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = 3 \text{ m} \quad \text{Avec : } l_0 : \text{Largueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b = 4,15 \text{ m} \quad \text{b : Entraxe entre les poutres.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 3 \text{ m}$$

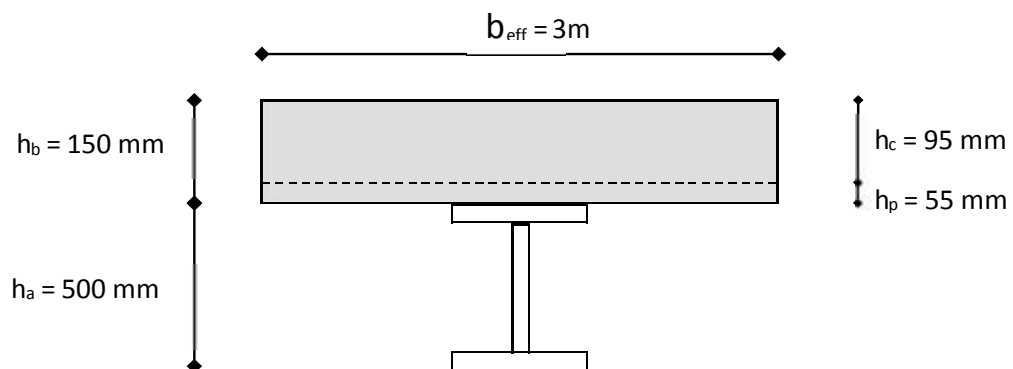


Figure II. 8: Largeur participante de la dalle.

2.4 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 3000 \times 95) \times 10^{-3} = 4061,25 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 11550) \times 10^{-3} = 3017,43 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 4061,25 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 3017,43 \text{ KN}.$$

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

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

2.5 Vérification

➤ La flexion

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

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + (R_u \times L)$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{3,33 \times (12)^2}{8} + (66,65 \times 12) = 859,74 \text{ KN.m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{\text{pl,rd}} = 3017,43 \left[\frac{500}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{3017,43 \times 95}{2 \times 4061,25} \right) \right] \times 10^{-3} = 1100,48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{sd}} = 859,74 \text{ KN.m.} < M_{\text{pl,rd}} = 1100,48 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,rd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{\text{pl,Rd}}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 11550 - (2 \times 200 \times 16) + (10,2 + 42) \times 16$$

$$A_v = 5985,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{275 \times 5985,2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 863,89 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{7}{2}Ru + \frac{qu \times L}{2} = \frac{7}{2} \times 66,65 + \frac{3,33 \times 12}{2} = 253,26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 253,26 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 863,89 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 253,26 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 431,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

=> pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ La rigidité

$$f^{\max} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 2,44 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 48,68 \text{ KN.} \\ L = 12 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 48200 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{Aa(hc+2hp+ha)^2}{4(1+mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$m = E_a/E_b = 15.$$

$$v = A_a/A_b = 11550/3000 \times 95 = 0,04$$

$$I_c = \frac{11550(95+2 \times 55+500)^2}{4(1+15 \times 0,04)} + \frac{3000 \times 95^3}{12 \times 15} + 48200 \cdot 10^4 = 1393,26 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 .$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \sum f_{q_{\text{ser}1}} + f_{q_{\text{ser}2}}$$

$$f_{q_{\text{ser}1}} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,44 \times 12000^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1393,26 \cdot 10^6} = 2,25 \text{ mm}$$

$$f_{q_{\text{ser}2}} = \frac{41 \times R_s \times L^3}{768 \times E \times I_y} + \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{41 \times 48,68 \times 12000^3}{768 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1393,26 \cdot 10^6} + \frac{19 \times 48,68 \times 12000^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1393,26 \cdot 10^6}$$

$$= 0,03 \text{ mm.}$$

$$f^{\max} = 2,25 + 0,03 + 4,52 = 6,8 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 48 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Calcul des connecteurs (connexion totale)

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

3.1 Détermination de P_{rd}

$$P_{rd} = K_T \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \alpha d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm².

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

$\gamma_v = 1,25$.

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

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

On a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1$.

3.2 Influence du sens du bac d'acier

K_T : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_T = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,702 < 1.$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55 \text{ mm}$

h : hauteur du connecteur ($h=95 \text{ mm}$).

b_0 : Largeur moyenne de la nervure ($b_0= 88.5 \text{ mm}$).

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, k_T doit être inférieur à 1 donc

$$P_{rd} = 0,702 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN.} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 51,34 \text{ KN.}$$

3.3 Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (4061,25 ; 3017,43) = 3017,43 \text{ KN.}$$

$$R_L = 3017,43 \text{ KN.}$$

- Nombre des connecteurs (par demi-portée)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{3017,43}{51,34} = 58,62$$

Soit $N = 59$ goujons sur la demi longueur de la poutre, c'est-à-dire 118 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{br}} - 1} = \frac{12000}{118 - 1} = 102,56 \text{ mm}$$

$$E_{\text{max}} = 6hc = 750 \text{ mm}$$

$95 \text{ mm} < Esp = 102,56 \text{ mm} < 750 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

On opte pour $Esp = 160 \text{ mm}$

De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation, restrante) et tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 8: Les poutres principales de la structure

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant
Poutre principale	IPE 500	IPE 500

2^{ème} cas de poutre principale :

La poutre la plus sollicitée 2 a une longueur L= 5,8 m.

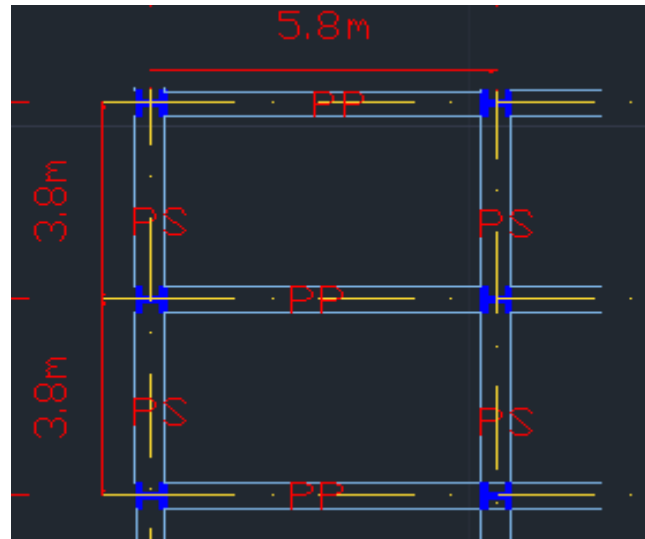


Figure II. 9: La poutre principale.

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

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{5800}{25} \leq H \leq \frac{5800}{15} \Rightarrow 232\text{mm} \leq H \leq 387\text{mm}.$$

On choisit un **IPE 300**.

➤ Caractéristiques de poutre utilisée IPE 300

Tableau II. 9: Caractéristiques du profilé (IPE300)

DESIGNATION abrégée	Poids	Section A cm ²	Dimension					Caractéristique				
	G Kg/m		h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 300	42,2	53,81	300	150	7,1	10,7	15	8356	628,4	557,1	12,46	3,35

➤ La classe de la section transversale

1) La semelle

$$b = 150 \text{ mm.}$$

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{150 - (2 \times 15 + 7,1)}{2} = 56,45 \text{ mm.}$$

$$t_f = 10,7 \text{ m.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{56,45}{10,7} = 5,28 < 9 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc la semelle est de classe 1.

2) Ame

$$d = h - (2r + 2t_f) = 300 - (2 \times 15 + 2 \times 10,7) = 248,6 \text{ mm.}$$

$$t_w = 7,1 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe 1**.

1. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,422 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,964 \text{ KN/m}^2$.
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,0956 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$.

1.1 Calcul des réactions des solives

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

- ELU :

$$R_u = \frac{8,19 \times 3,8}{2} + \frac{8,19 \times 4,5}{2}$$

$$R_u = 33,99 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{5,94 \times 3,8}{2} + \frac{5,94 \times 4,5}{2}$$

$$R_s = 24,65 \text{ KN}$$

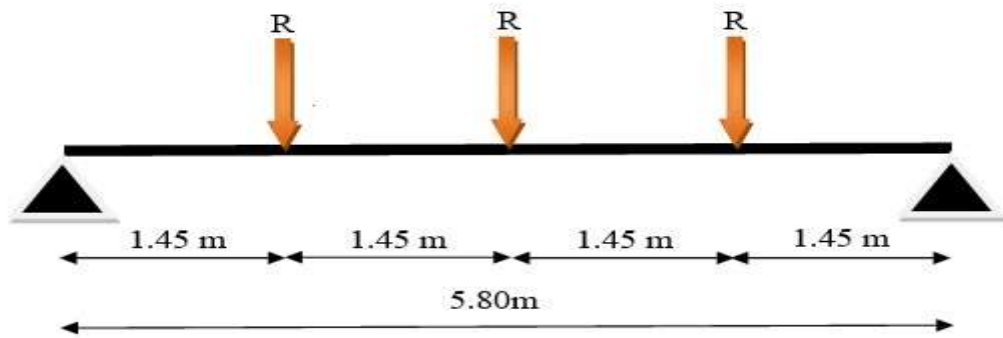


Figure II. 10: Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.

1.2 Combinaisons des charges

- ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times b_s] + 1,5 \times q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [0,422 + (2,964 + 0,0956) \times 0,15] + 1,5 \times 0,75 \times 0,15$$

$$q_u = 1,36 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times b_s] + q_c \times b_s$$

$$q_{ser} = [0,422 + (2,964 + 0,0956) \times 0,15] + 0,75 \times 0,15$$

$$q_{ser} = 1 \text{ KN/ml.}$$

1.3 Vérification

➤ La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \left(R_u \times \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{sd} = \frac{1,36 \times (5,8)^2}{8} + \left(33,99 \times \frac{5,8}{2} \right) = 104,29 \text{ KN.m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{628,4 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 157,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 104,29 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 157,1 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

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

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 5381 - (2 \times 150 \times 10,7) + (7,1 + 30) \times 10,7$$

$$A_v = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 2567,97 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 370,65 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{3}{2} Ru + \frac{qu \times L}{2} = \frac{3}{2} \times 33,99 + \frac{1,36 \times 5,8}{2} = 54,93 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 54,93 \text{ KN} < V_{plrd} = 370,65 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 54,93 \text{ KN} < 0,5 V = 185,32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

=> pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ La rigidité

$$f^{\max} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 1 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 24,65 \text{ KN.} \\ L = 5,8 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 8356 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

$$f^{\max} = \sum f_{q_{\text{ser}1}} + f_{q_{\text{ser}2}}$$

$$f_{qser 1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1 \times 5800^4}{384 \times 2,1.10^5 \times 8356.10^4} = 0,84 \text{ mm}$$

$$f_{qser 2} = \frac{41 \times R_s \times L^3}{768 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 24,65 \times 5800^3}{384 \times 2,1.10^5 \times 8356.10^4} = 0,01 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,85 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 28 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Phase finale

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

- Poids propre du profilé (IPE300)..... $g_p = 0.422 \text{ KN/ml}$.
- Charge permanente..... $G = 6,67 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

2.1 Calcul des réactions des solives

- ELU :

$$R_u = \frac{16,06 \times 3,8}{2} + \frac{16,06 \times 4,5}{2}$$

$$R_u = 66,65 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{11,73 \times 3,8}{2} + \frac{11,73 \times 4,5}{2}$$

$$R_s = 48,68 \text{ KN}$$

2.2 Combinaisons des charges

- ELU

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

$$q_u = 1,35 \times [0,422 + (6,67 \times 0,15)] + 1,5 \times 1 \times 0,15$$

$$q_u = 2,15 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G \times b_s)] + Q \times b_s$$

$$q_{ser} = [0,422 + (6,67 \times 0,15)] + 1 \times 0,15$$

$$q_{ser} = 1,57 \text{ KN/ml}$$

2.3 Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

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

$$\text{appuie. } \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 5,8}{8} = 1,45 \text{ m} \quad \text{Avec : } l_0 \text{ Longueur libre d'une poutre simplement} \\ b_{\text{eff}} = \text{inf} \left\{ \begin{array}{l} b = 4,15 \text{ m} \quad \text{b Entraxe entre les poutres.} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,45 \text{ m}$

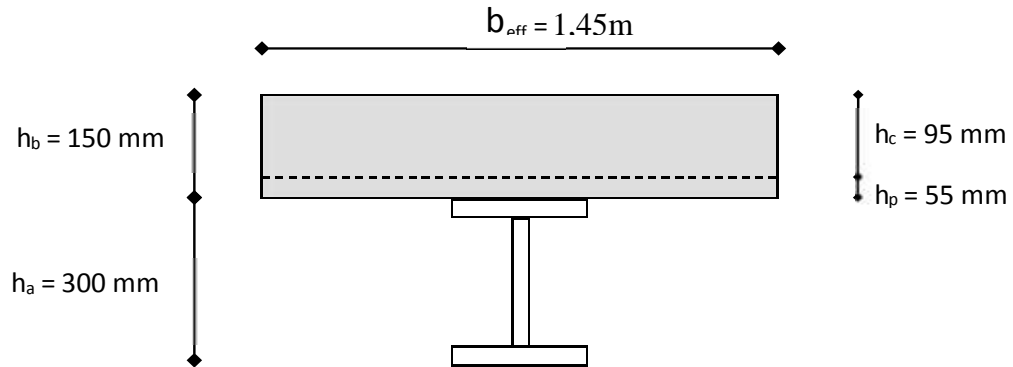


Figure II. 11: Largeur participante de la dalle.

2.4 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1450 \times 95) \times 10^{-3} = 1962,94 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 5381) \times 10^{-3} = 1405,79 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 1962,94 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 1405,79 \text{ KN.}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

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

2.5 Vérification

➤ La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} + (Ru \times L/2)$$

$$M_{sd} = \frac{2,15 \times (5,8)^2}{8} + \left(66,65 \times \frac{5,8}{2} \right) = 202,33 \text{ KN. m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = 1405,79 \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405,79 \times 95}{2 \times 2369,06} \right) \right] \times 10^{-3} = 382,11 \text{ KN. m.}$$

$$M_{sd} = 202,33 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 382,11 \text{ KN. m.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl,rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 5381 - (2 \times 150 \times 10,7) + (7,1 + 30) \times 10,7$$

$$A_v = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 2567,97 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 370,65 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{2}{3} R_u + \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2}{3} \times 66,65 + \frac{2,15 \times 5,8}{2} = 106,21 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 106,21 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 370,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 106,21 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 185,32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

=> pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ La rigidité

$$f^{\max} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 1,5 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 48,68 \text{ KN.} \\ L = 5,8 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a (hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{b_{\text{eff}} \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$m = E_a / E_b = 15.$$

$$v = A_a / A_b = 5381 / 1450 \times 95 = 0,04$$

$$I_c = \frac{5381(95+2 \times 55+300)^2}{4(1+15 \times 0.04)} + \frac{1450 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356.10^4 = 304,88.10^6 \text{ mm}^4 .$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \sum f_{qser1} + f_{qser2}$$

$$f_{qser1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,57 \times 5800^4}{384 \times 2,1.10^5 \times 304,88.10^6} = 0,36 \text{ mm}$$

$$f_{qser2} = \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 48,68 \times 5800^3}{384 \times 2,1.10^5 \times 304,88.10^6} = 0,007 \text{ mm}.$$

$$F^{\max} = 0,36 + 0,007 + 0,85 = 1,22 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 48 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Calcul des connecteurs (connexion totale)

Type goujon Hauteur : h = 95 mm

Diamètre : d = 19 mm

3.1 Détermination de P_{rd}

$$P_{rd} = K_T \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \alpha d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck}: résistance caractéristique de béton.....25 N/mm².

E_c: module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

$$\gamma_v = 1,25.$$

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

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

$$\text{On a : } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1.$$

3.2 Influence du sens du bac d'acier

K_T : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_T = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,702 < 1.$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55$ mm.

h : hauteur du connecteur ($h=95$ mm).

b_0 : Largeur moyenne de la nervure ($b_0= 88.5$ mm).

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, k_T doit être inférieur à 1 donc

$$P_{rd} = 0,702 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN.} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 51,34 \text{ KN.}$$

3.3 Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1962,94; 1405,79) = 1405,79 \text{ KN.}$$

$$R_L = 1405,79 \text{ KN.}$$

- Nombre des connecteurs (par demi-portée)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1405,79}{51,34} = 27,38$$

Soit $N = 28$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 56 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$E_{sp} = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{5800}{56-1} = 105,45 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6 h_c = 750 \text{ mm}$$

95 mm < $E_{sp} = 105,45 \text{ mm}$ < 750 mm **Condition vérifiée.**

On opte pour $E_{sp} = 160 \text{ mm}$ **Condition vérifiée**

De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation, restante) et tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 10: Les poutres principales de la structure

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage habitation	Etage restante	Hall+ cuisine
Poutre principale	IPE 300	IPE 300	IPE 300	IPE300

➤ Poutres Secondaires

- Plancher terrasse inaccessible

La poutre secondaire la plus sollicitée à une longueur $L = 4,5 \text{ m}$, L'entraxe entre les poutres est de 1,5m.

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

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4500}{25} \leq H \leq \frac{4500}{15} \Rightarrow 180 \text{ mm} \leq H \leq 300 \text{ mm}.$$

On choisit un **IPE 220**.

➤ Caractéristiques de poutre utilisée IPE 220

Tableau II. 11: Caractéristiques du profilé (IPE220)

Désignation abrégée	Poids G Kg/m	Section A cm ²	Dimension					Caractéristique				
			h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 220	26,2	33,4	220	110	5,9	9,2	12	2772	285,4	252	9,11	2,48

➤ La classe de la section transversale

3) La semelle

$$b = 110 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b - (2r + t_w)}{2} = \frac{110 - (2 \times 12 + 5,9)}{2} = 40,05 \text{ mm.}$$

$$t_f = 9,2 \text{ mm.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40,05}{9,2} = 4,35 < 9 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc la semelle est de classe 1.

4) Ame

$$d = h - (2r + 2t_f) = 220 - (2 \times 12 + 2 \times 9,2) = 177,6 \text{ mm.}$$

$$t_w = 5,9 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 < 72 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe 1**.

1. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,262 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,964 \text{ KN/m}^2$.
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,0956 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$.

1.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les poutres est de 1,5 m.

- ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times 1,5] + 1,5 \times q_c \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,262 + (2,964 + 0,0956) \times 1,5] + 1,5 \times 0,75 \times 1,5$$

$$q_u = 8,24 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times 1,55] + q_c \times 1,55$$

$$q_{ser} = [0,262 + (2,964 + 0,0956) \times 1,5] + 0,75 \times 1,5$$

$$q_{ser} = 5,98 \text{ KN/ml.}$$

1.2 Vérification

➤ La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{8,24 \times 4,5^2}{8} = 20,86 \text{ KN. m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{285,4 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 78,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 20,86 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 78,49 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl,rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 3340 - (2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 24) \times 9,2$$

$$A_v = 1591,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 1591,08 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 252,62 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{8,24 \times 4,5}{2} = 18,54 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 18,54 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 252,62 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 18,54 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 126,31 \text{ KN} \Rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ La rigidité

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 5,98 \text{ KN/ml.} \\ L = 4,5 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 2772 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

Donc on aura $f^{\max} = \frac{5 \times 5,98 \times (4500^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 5,49 \text{ mm.}$

Et la flèche admissible est $f^{\text{adm}} = \frac{4500}{250} = 18 \text{ mm.}$

$$f^{\max} = 5,49 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 18 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Phase finale

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

- Poids propre du profilé (IPE220)..... $g_p = 0.262 \text{ KN/ml.}$
- Charge permanente..... $G = 6,67 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$

2.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les poutres est de 1,5 m.

- ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 1,5)] + 1,5 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,262 + (6,67 \times 1,5)] + 1,5 \times 1 \times 1,5$$

$$q_u = 16,11 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_{\text{ser}} = [g_p + (G \times 1,55)] + Q \times 1,55$$

$$q_{\text{ser}} = [0,262 + (6,67 \times 1,5)] + 1 \times 1,5$$

$$q_{\text{ser}} = 11,77 \text{ KN/ml.}$$

2.2 Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4,5}{8} = 1,125 \text{ m} \quad \text{Avec : } l_0 : \text{Largueur libre d'une poutre simplement} \\ \text{appuie.} \\ b = 1,5 \text{ m} \quad \text{b : Entraxe entre les poutres.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,125 \text{ m.}$$

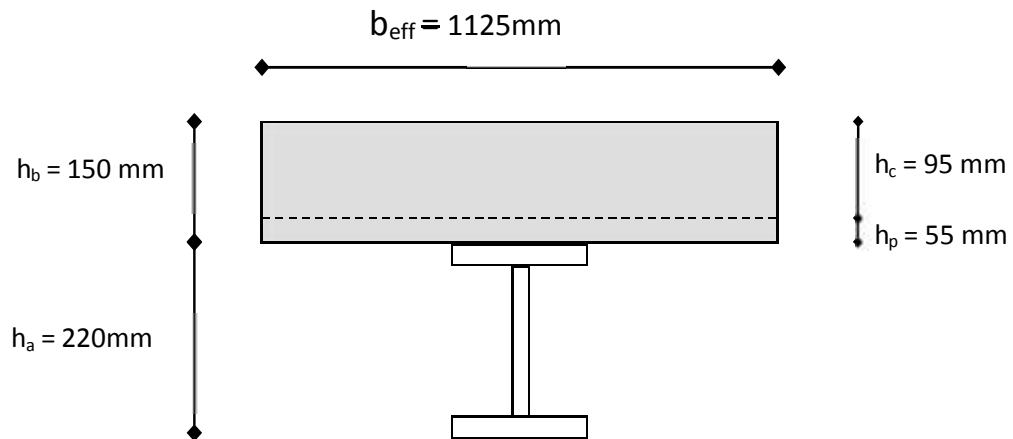


Figure II. 12: Largeur participante de la dalle.

2.3 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_{\text{c}} = (0,57 \times 25 \times 1125 \times 95) \times 10^{-3} = 1522,97 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 3340) \times 10^{-3} = 872,58 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 1522,97 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 872,58 \text{ KN.}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_0 + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_{\text{c}}}{2R_{\text{béton}}} \right) \right].$$

2.4 Vérification

➤ La flexion :

- Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{16,11 \times 4,5^2}{8} = 40,78 \text{KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = 872,58 \left[\frac{220}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{872,58 \times 95}{2 \times 1522,97} \right) \right] \times 10^{-3} = 203,12 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 40,78 \text{KN.m} < M_{plrd} = 203,12 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 3340 - (2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 24) \times 9,2$$

$$A_v = 1591,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{275 \times 1591,08 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 252,62 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{16,11 \times 4,5}{2} = 36,25 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 36,25 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 252,62 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 36,25 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 126,31 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

=> pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ La rigidité

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 11,77 \text{ KN/ml.} \\ L = 4,5 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{Aa(hc+2hp+ha)^2}{4(1+mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$m = E_a/E_b = 15.$$

$$v = A_a/A_b = 3340/1125 \times 95 = 0,03.$$

$$I_c = \frac{3340(95+2 \times 55+220)^2}{4(1+15 \times 0,03)} + \frac{1125 \times 95^3}{12 \times 15} + 2772 \cdot 10^4 = 137,09 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale : $f^{\max} = \frac{5 \times 11,77 \times (4500^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 137,09 \times 10^6} = 2,18 \text{ mm}.$

Et la flèche admissible est $f^{\text{adm}} = \frac{4500}{250} = 18 \text{ mm}$

$f^{\max} = 2,18 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 18 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$f_{\text{tot}} = 2,18 + 5,49 = 7,67 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 18 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

3. Calcul des connecteurs (connexion totale)

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

3.1 Détermination de Prd

$$P_{rd} = K_r \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm².

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

$\gamma_v = 1,25.$

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

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

On a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1$

3.2 Influence du sens du bac d'acier

K_T : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 < 1.$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure = 1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55$ mm

h : hauteur du connecteur ($h=95$ mm).

b_0 : Largeur moyenne de la nervure ($b_0 = 88.5$ mm).

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, K_T doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} = 0,82 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN.} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 59,97$ KN.

3.3 Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1522,97 ; 872,58) = 872,58 \text{ KN.}$$

$$R_L = 872,58 \text{ KN.}$$

- Nombre des connecteurs (par demi-portée)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{872,58}{59,97} = 14,55.$$

Soit $N = 15$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 30 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr}-1} = \frac{4500}{30-1} = 155,17 \text{ mm}$$

95mm ≤ Esp = 120,69 mm ≤ 750mm.....**Condition vérifiée.**

On opte pour Esp = 110 mm

De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation, commerce) et tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 12: Les poutres secondaires de la structure

Plancher	Terrasse inaccessible	Habitations	restante	Hall+ cuisine
Poutre secondaire	IPE 220	IPE 220	IPE 220	IPE220

II.6.3 Pré dimensionnement des Poteaux

II.6.3.1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

II.6.3.2 Principe de calcul

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en calculons les trois types de poteaux (d'angle, central, rive).

➤ Etapas de pré dimensionnement

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

➤ Les surfaces qui reviennent aux poteaux

- Poteau central : $S = \frac{3,8+3,8}{2} \times \left(\frac{2}{2} + \frac{5,8}{2}\right) = 14,82 \text{ m}^2$.
- Poteau d'angle : $S = \frac{3,8}{2} \times \frac{5,8}{2} = 5,51 \text{ m}^2$.
- Poteau de rive : $S = \frac{3,8+3,8}{2} \times \frac{5,8}{2} = 11,02 \text{ m}^2$.

➤ La descente des charges

- Charge permanente

$$G = G_{(\text{terrasse, courant})} \times S_{\text{poteau}} + g_{pp} \times L_{pp} + g_{ps} \times L_{ps} + g_s \times L_s.$$

$G_{(\text{terrasse, courant})}$: charge de plancher terrasse ou courant.

g_{pp} : poids propre de la poutre principale (IPE300).

g_{ps} : poids propre de la poutre secondaire (IPE220).

g_s : poids propre de la solive (IPE200).

S : surface reprise par le poteau

$$G_{\text{terrasse}} = 6,67 \text{ KN/m}^2. \quad G_{\text{courant}} = 5,70 \text{ KN/m}^2. \quad g_{pp} = g_{ps} = 0,422 \text{ KN/ml.}$$

$$g_{ps} = 0,26 \text{ KN/ml.} \quad g_s = 0,188 \text{ KN/ml.} \quad L_{pp} = 3,9 \text{ m} \quad L_{ps} = 3,8 \text{ m.} \quad L_s = 3,8 \text{ m}$$

A. Poteau central

$$S = 14,82 \text{ m}^2.$$

- Terrasse

$$G_t = 6,67 \times 14,82 = 98,85 \text{ KN}$$

$$\text{Solive IPE200 : } g_s = 0,224 \times 3 \times 3,80 = 2,55 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre principale : IPE300 } g_p = 0,422 \times 3,9 = 1,65 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : IPE220 } g_p = 0,262 \times 3,8 = 1 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_t = 104,05 \text{ KN}}$$

- Etage courant

$$G_c = 5,60 \times 14,82 = 83 \text{ KN}$$

$$\text{Solive IPE200: } g_s = 0,224 \times 3 \times 3,8 = 2,55 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre principale IPE300 : } g_p = 0,422 \times 3,9 = 1,65 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire IPE220 : } g_p = 0,262 \times 3,8 = 1 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_C = 88,2 \text{ KN}}$$

Tableau II. 13: La descente de charge permanente de poteau central

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
10 ^{ème} étage	104,05	104,05
9 ^{ème} étage	88,2	192,25
8 ^{ème} étage	88,2	280,45
7 ^{ème} étage	88,2	368,65
6 ^{ème} étage	88,2	456,85
5 ^{ème} étage	88,2	545,05
4 ^{ème} étage	88,2	633,25
3 ^{ème} étage	88,2	721,45
2 ^{ème} étage	88,2	809,65
1 ^{er} étage	88,2	897,85
RDC	88,2	986,05

B. Poteau d'angle

S = 5,51m².

- Terrasse :

$G_c = 6,67 \times 5,51 = 36,75 \text{KN}$

Solive IPE200 : $g_s = 0,224 \times 2 \times 1,9 = 0,85 \text{KN}$

Poutre principale IPE300 : $g_p = 0,442 \times 2,9 = 1,28 \text{KN}$

Poutre secondaire IPE220 : $g_p = 0,262 \times 1,9 = 0,50 \text{KN}$

Acrotère $1,725 \times 4,8 = 8,28$

Gt=47,66KN

- Courant :

$G_c = 5,60 \times 5,51 = 30,86 \text{KN}$

Solive IPE200 : $g_s = 0,224 \times 2 \times 1,9 = 0,85 \text{KN}$

Poutre principale IPE300 : $g_p = 0,442 \times 2,9 = 1,28 \text{KN}$

Poutre secondaire IPE220 : $g_p = 0,262 \times 1,9 = 0,50 \text{KN}$

Gc=33,49KN

Tableau II. 14: La descente de charge permanente de poteau d'angle

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
10 ^{ème} étage	47,66	47,66
9 ^{ème} étage	33,49	81,15
8 ^{ème} étage	33,49	114,64
7 ^{ème} étage	33,49	148,13
6 ^{ème} étage	33,49	181,62
5 ^{ème} étage	33,49	215,11
4 ^{ème} étage	33,49	248,6
3 ^{ème} étage	33,49	282,09
2 ^{ème} étage	33,49	315,58
1 ^{er} étage	33,49	349,07
RDC	33,49	382,56

C. Poteau de rive (3-1)

$S = 11,02\text{m}^2$

- Terrasse :

$$G_c = 6,67 \times 11,02 = 73,50 \text{KN}$$

$$\text{Solive IPE200 : } g_s = 0,224 \times 2 \times 3,8 = 1,70 \text{KN}$$

$$\text{Poutre principale IPE300 : } g_p = 0,442 \times 2,9 = 1,28 \text{KN}$$

$$\text{Poutre secondaire IPE220 : } g_p = 0,262 \times 3,8 = 1 \text{KN}$$

$$\text{Acrotère : } 1,725 \times 3,8 = 6,56$$

$G_t = 84,04 \text{KN}$

- Courant :

$$G_c = 5,6 \times 11,02 = 61,72 \text{KN}$$

$$\text{Solive IPE200 : } g_s = 0,224 \times 2 \times 3,8 = 1,70 \text{KN}$$

$$\text{Poutre principale IPE300 : } g_p = 0,442 \times 2,9 = 1,28 \text{KN}$$

$$\text{Poutre secondaire IPE220 : } g_p = 0,262 \times 3,8 = 1 \text{KN}$$

$G_c = 65,7 \text{KN}$

Tableau II. 15: La descente de charge permanente de poteau de rive

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
10 ^{ème} étage	84,04	84,04
9 ^{ème} étage	65,7	149,74
8 ^{ème} étage	65,7	215,44
7 ^{ème} étage	65,7	281,14
6 ^{ème} étage	65,7	346,84
5 ^{ème} étage	65,7	412,54
4 ^{ème} étage	65,7	478,24
3 ^{ème} étage	65,7	543,94
2 ^{ème} étage	65,7	609,64
1 ^{er} étage	65,7	675,34
RDC	65,7	741,04

- Charge d'exploitation

[1]

$$Q_{\text{terrasse}} = 1\text{KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{habitation}} = 1,5\text{KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{restranat}} = 2,5\text{KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{hall+cuisine}} = 4\text{KN/m}^2.$$

Tableau II. 16: La charge d'exploitation des trois types de poteau.

Niveau	Surcharges (KN/m ²)	Surcharges (KN)		
		Poteau d'angle	Poteau central	Poteau de rive
Terrasse	$\sum_0 = Q_0 = 1$	5,51	14,82	11,02
10 ^{ème} étage	$\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 2,5$	13,76	37,05	27,55
9 ^{ème} étage	$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)= 3,85$	21,21	57,06	42,54
8 ^{ème} étage	$\sum_3 = Q_0 + 0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=5,05$	27,82	74,84	55,65
7 ^{ème} étage	$\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=6,1$	33,61	90,40	67,22
6 ^{ème} étage	$\sum_5 = Q_0 + 0,80(Q_1+.....+Q_5)=7$	38,57	103,47	77,14
5 ^{ème} étage	$\sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1+.....+Q_6)=7,75$	42,70	114,86	85,41
4 ^{ème} étage	$\sum_7 = Q_0 + 0,714(Q_1+.....+Q_7)=8,5$	46,84	125,97	93,67
3 ^{ème} étage	$\sum_8 = Q_0 + 0,687(Q_1+.....+Q_8)=9,244$	50,93	137	101,86
2 ^{ème} étage	$\sum_9 = Q_0 + 0,666(Q_1+.....+Q_9)=11,656$	64,22	172,74	128,45
1 ^{ème} étage	$\sum_{10} = Q_0 + 0,650(Q_1+.....+Q_{10})=14$	77,14	207,48	154,28
RDC	$\sum_{11} = Q_0 + 0,636(Q_1+.....+Q_{11})=16,264$	89,61	241,03	179,23

o Remarque :

Après le calcul des charges permanentes et les charges d'exploitation des trois types de poteau (d'angle, central, rive), on a déduit que le poteau central est le plus sollicité, donc on va faire le pré dimensionnement de poteau central.

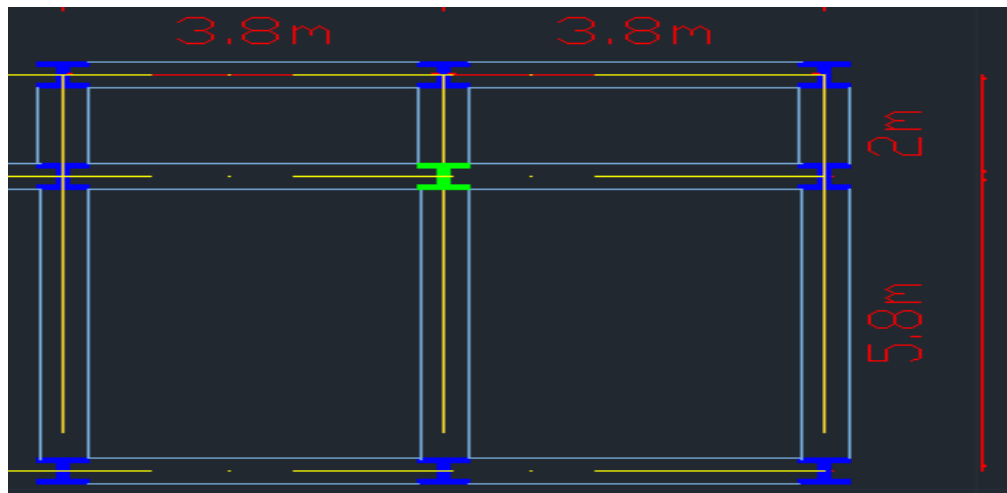


Figure II. 13: poteau plus sollicité.

➤ Pré dimensionnement de poteau central

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma m_0}$$

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

$$N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma m_0}$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma m_0}{f_y}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 17: Les efforts normaux, les sections, et le choix des profilés

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Effort normal (KN)	Section (cm ²)	Profilés	Section choisi (cm ²)
10 ^{ème} étage	104,05	14,82	162,70	6,51	HEA 200	53,83
9 ^{ème} étage	192,25	37,05	315,11	12,60	HEA 200	53,83
8 ^{ème} étage	280,45	57,06	464,19	18,56	HEA 240	76,84
7 ^{ème} étage	368,65	74,84	609,93	24,39	HEA 240	76,84
6 ^{ème} étage	456,85	90,40	752,34	30,09	HEA 240	76,84
5 ^{ème} étage	545,05	103,47	891,02	35,64	HEA 280	97,26
4 ^{ème} étage	633,25	114,86	1027,17	41,08	HEA 280	97,26
3 ^{ème} étage	721,45	125,95	1162,88	46,51	HEA 280	97,26
2 ^{ème} étage	809,65	137	1298,52	51,94	HEA 320	124,4
1 ^{er} étage	897,85	172,74	1471,20	58,85	HEA 320	124,4
RDC	986,05	207,48	1642,38	65,69	HEA 320	124,4

➤ Vérification des poteaux

[15]

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd}$

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

$$N_{brd} = \frac{X_{min} \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

• Méthode de calcul

$\beta = 1 \longrightarrow$ classe 1, 2, 3.

$\beta = \frac{A_{eff}}{A} \longrightarrow$ classe 4.

χ : coefficient réducteur de flambement donné par la formule suivante

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

Avec : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon$$

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

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

α : facteur d'imperfection se déduit du tableau suivant :

Tableau II. 18: Facteur d'imperfection α

Courbe de flambement	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

o Remarque

Les poteaux sont doublement encastrés dans les deux sens.

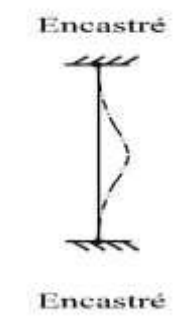


Figure II. 14: Schéma statique de type d'articulation de poteau.

- Vérification de flambement de poteaux de 10^{ème}, 9^{ème} étage

Tableau II. 19: Vérification de flambement de poteau de 10^{ème} 9^{ème} étage

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda_z}$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{min}	N_{brd} (KN)	N_{sd} (KN)	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA200	19,93	33,13	0,38	0,49	0,62	0,90	0,90	1211,18	315.11	Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de niveau 8^{ème}, 7^{ème}, 6^{ème} étage

Tableau II. 20: Vérification de flambement des poteaux de 8^{ème} 7^{ème} 6^{ème} étage

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda_z}$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{min}	N_{brd} (KN)	N_{sd} (KN)	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA240	16,41	27,5	0,32	0,49	0,58	0,94	0,94	1805,74	752.34	Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de niveau 5^{ème}, 4^{ème}, 3^{ème} étage

Tableau II. 21: Vérification de flambement de poteau de 5^{ème} 4^{ème} et 3^{ème} étage

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda_z}$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{min}	N_{brd} (KN)	N_{sd} (KN)	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA280	13,91	23,57	0,27	0,49	0,55	0,97	0,97	2358,55	1162.88	Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de niveau 2^{ème}, 1^{er}, RDC

Tableau II. 22: Vérification de flambement des poteaux de niveau 2eme 1er RDC

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda_z}$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{min}	N_{brd} (KN)	N_{sd} (KN)	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA 320	28,35	51,40	0,59	0,49	0,77	0,79	0,79	2456,9	1642,38	Poteau stable

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le pré dimensionnement des éléments principaux en appliquant les formules existantes dans les règlements.

Cette étude nous a permis de choisir les éléments adéquats qui peuvent tenir la structure stable, le choix des profilés finals est comme suit :

- Les poutres principales (1) → IPE 500
- Les poutres principales (2) → IPE 300
- Les poutres secondaires → IPE 220
- Les solives → IPE 200
- Les poteaux :

Tableau II. 23: Le choix finals des poteaux

Les étages	Les profilés
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	HEA 200
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	HEA240
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	HEA280
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	HEA320

CHAPITRE III :
ETUDE CLIMATIQUE

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE.

III.1 Etude de vent :

III.1.1 Introduction

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 différentes 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.

III.2 Etude de neige :

III.2.1 Introduction

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

III.2.2 Calcul des charges de neige

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 :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad [7]$$

Où :

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

Notre structure se trouve à la wilaya d'Alger, classé **zone B** et commune **I** selon les classifications de RNV2013.

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré : [7]

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

H est l'altitude du site, → Staoueli a une altitude d'environ 52m par rapport au niveau de la mer.

$$S_k = 0.1208 \text{ KN/m}^2$$

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \longrightarrow \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0,8 \times 0.1208$$

$$S = 0.0966 \text{ kN/m}^2$$

III.2.3 Conclusion

La charge de la neige $S_n = 0.100 \text{ kN/m}^2$, on va la négliger.

III.3 Effet du vent

III.3.1 Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres.

Selon le **RNV2013**, le calcul doit être effectuée séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.
- Nature de la Structure

III.3.2 Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (Figure III.1) [7].

Notre bâtiment ou va étudier une face pour chaque direction du vent :

- La direction V_1 du vent : Perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V_2 du vent : Parallèle à la façade principale.

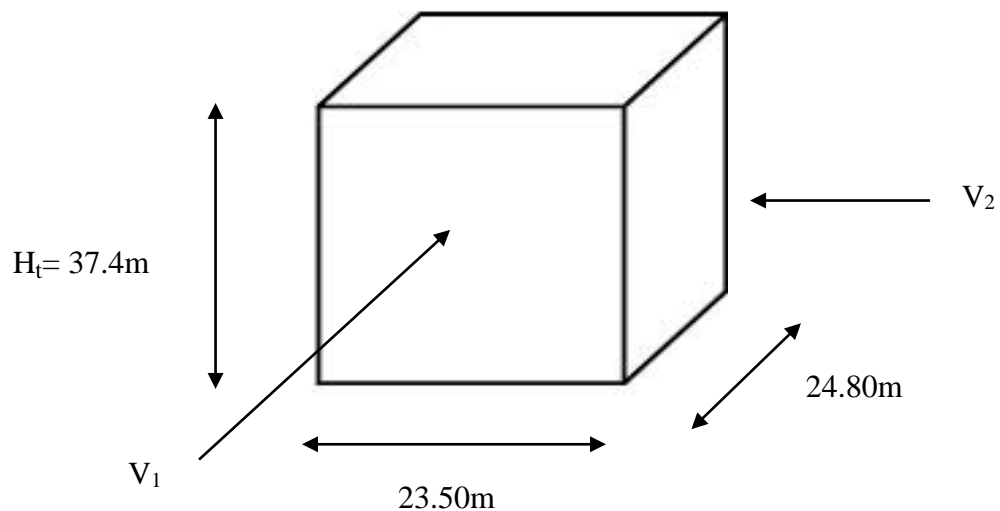


Figure III. 1: Action au site.

III.3.3 Données relatives au site

Le projet se trouve dans la zone urbaine d'ALGER.

- ZONE I :
- $q_{ref} = 375 N/m^2$:
- Nature du site : plat : $C_t = 1$ pour $\emptyset \leq 0.05$
- Terrain catégorie :

Tableau III. 1: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain [7]

Catégorie	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
IV	0.234	1	10	0.67

Avec :

K_t : facteur du terrain

Z_0 : le paramètre de rugosité

Z_{min} : la hauteur nominale

ϵ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

III.3.4 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe q_p (Z_e) a une hauteur de référence Z_e et donnée par [7] :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

➤ Direction V1

- Hauteur de référence Z_e

✓ $h = 37.40m$; $b = 23.50 m$.

✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$

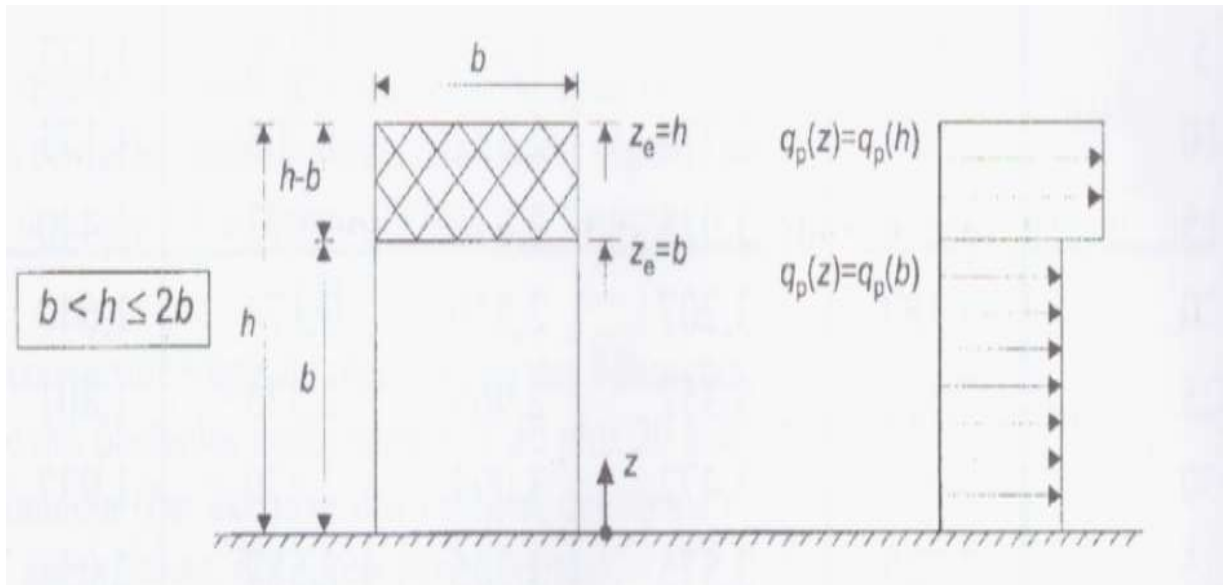


Figure III. 2: Hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique.

a- Coefficient de rugosité :

Coefficient de la rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent [7].

$$Cr(Ze) = Kt \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \text{ Pour } Z_{\min} \leq Ze \leq 200\text{m}$$

Tableau III. 2: Coefficient de rugosité (V1) [7]

Tronçon	Z [m]	Cr
De 0 à 23.50	23.50	0.738
De 23.50 à 37.40	37.40	0.847

b- Coefficient de topographie :

Prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 3: Coefficient topographique (V1) [7]

Tronçon	Z [m]	Ct
De 0 à 23.50	23.50	1
De 23.50 à 37.40	37.40	1

c- Intensité de turbulence :

Est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent[7].

$$v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour} \quad Z_{\min} \leq Z$$

Tableau III. 4: Coefficient Intensité de turbulence (V1) [7]

Tronçon	Z [m]	Iv
De 0 à 23.50	23.50	0.317
De 23.50 à 37.40	37.40	0.276

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques [7].

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

Tableau III. 5: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	Ce
De 0 à 23.50	23.50	1.75
De 23.50 à 37.40	37.40	2.10

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique de pointe comme suit :

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

Tableau III. 6: Valeur de pression dynamique de point qp (V1)

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 23.50	23.50	0.738	1	0,317	1.75	656.25
De 23.50 à 37.40	37.40	0.847	1	0.276	2.10	787.5

III.3.5 Calcul de la pression due au vent :

a- Vérification de l'existence de toiture isolée

Lorsque au moins deux faces du bâtiment (façade ou toiture), l'aire totale des ouvertures existant sur chacune des faces représente 30% de l'aire de cette face, il convient de calculer les actions exercées sur la construction à partir des règles définies pour les toitures isolées. [7]

Les surfaces des ouvertures ont été relevés à partir des plans architecturaux des différentes façades. Voir annexe.

Tableau III. 7: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m2)	Surface de la face (m2)	%
Façade 1 principale	322.60	877.40	36.76
Façade 2 latérale	295.13	877.40	33.63
Façade 3 Droit	0	927.52	0
Façade 4 Gauche	0	927.52	0

On remarque que 2 faces de notre structure représentent 30% de l'aire de la face considérer, ce qui nous amène à dire qu'on doit calculer la pression du vent conformément aux règles de toiture isolés [7].

b- Vérification des conditions de la face dominante

Tableau III. 8: Valeurs des surfaces pour la face dominante

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	2x Surface des ouvertures des autres faces (m ²)	Souv >2xSouv autre face ?
Façade 1 principale	322.60	590.26	Non
Façade 2 latérale	295.13	645.2	Non
Façade 3 Droit	0	1235.46	Non
Façade 4 Gauche	0	1235.46	Non

Condition non vérifiée, donc pas de face dominante pour notre Structure.

III.3.5.1 Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante [7] :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

1. Coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes [7] :

$$\left. \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe,1} \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \\ C_{pe} = C_{pe,10} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array}$$

✓ Paroi verticale :

- Cas de vent perpendiculaire à la longueur du l'hôtel

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 .

b : 23.50 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V_1 .

d : 24.80 m

$$e = \min [b ; 2h] = \min [23.50 ; 74.8]$$

e = 23.50 m

$d > e$ la paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante [7] :

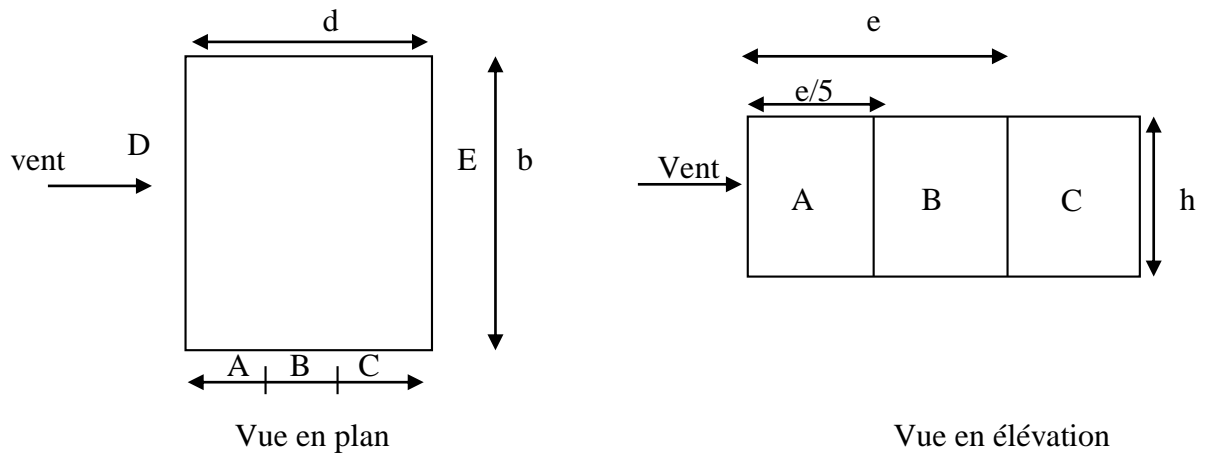


Figure III. 3: Légende pour les parois verticales.

$A = 4.70 \text{ m}$; $B = 18.80 \text{ m}$; $C = 1.30 \text{ m}$; $D = E = 23.50 \text{ m}$

Tableau III. 9: Surface des zones en m^2

A	B	C	D	E
175.78 m^2	703.12 m^2	48.62 m^2	878.9 m^2	878.9 m^2

Tableau III. 10: Valeurs C_{pe} pour les parois verticales

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1	-0,8	-0,05	+0,8	-0,3

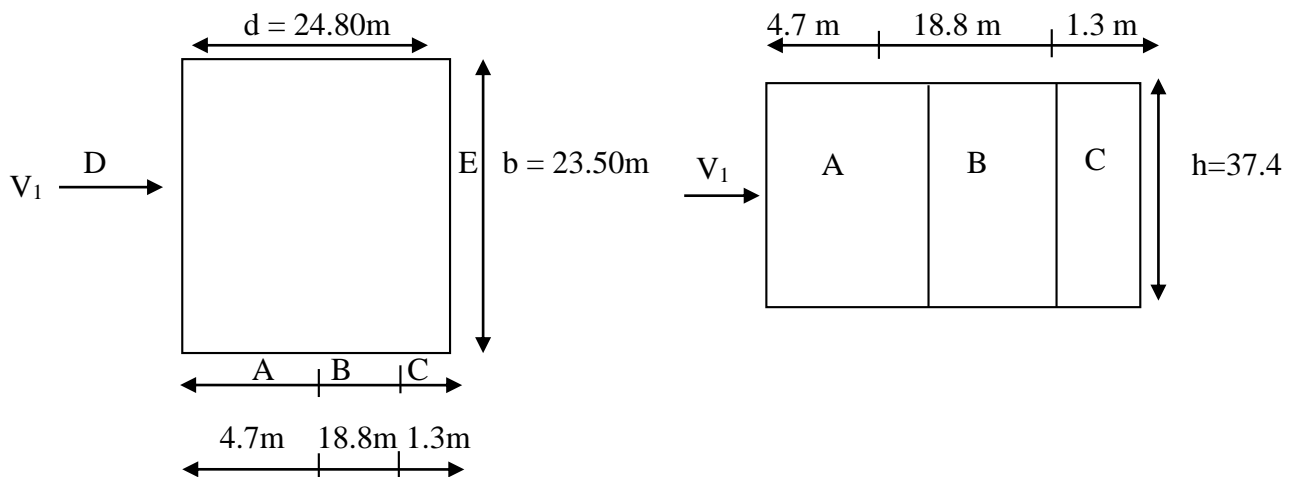


Figure III. 4: Légende pour les parois verticales.

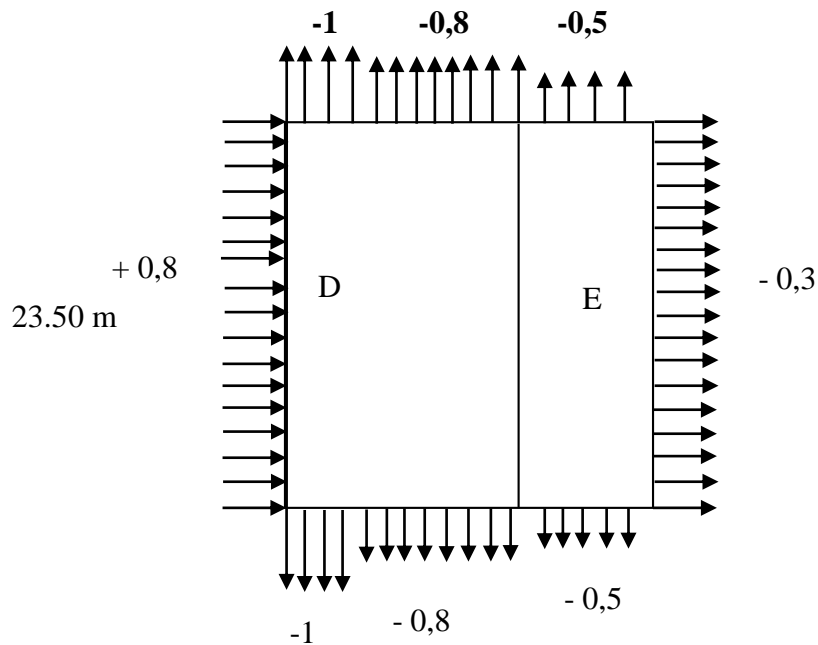


Figure III. 5: Valeurs de Cpe pour les parois verticales.

✓ Toiture Plat :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m, les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Les différentes Zones de pression F.G.H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

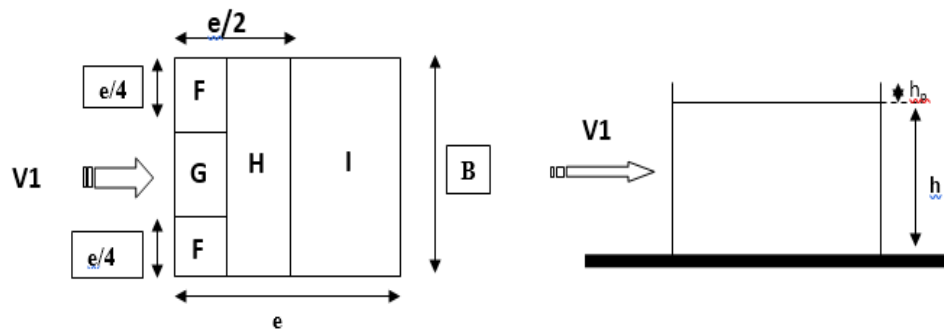


Figure III. 6: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

$$e = \min [b; 2h] = [23.50 ; 74.8] = 23.50 \text{ m}$$

On a [7]:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{37.4} = 0,0160$$

$$\frac{e}{4} = \frac{23.50}{4} = 5.875 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{23.50}{10} = 2.350 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{23.50}{2} = 11.75 \text{ m}$$

Tableau III. 11: Surfaces des Zones en m²

F	G	H	I
13.80 m ²	27.61 m ²	220.9 m ²	306.67 m ²

Tableau III. 12: Valeur Cpe pour la toiture

F	G	H	I
Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 1
-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2

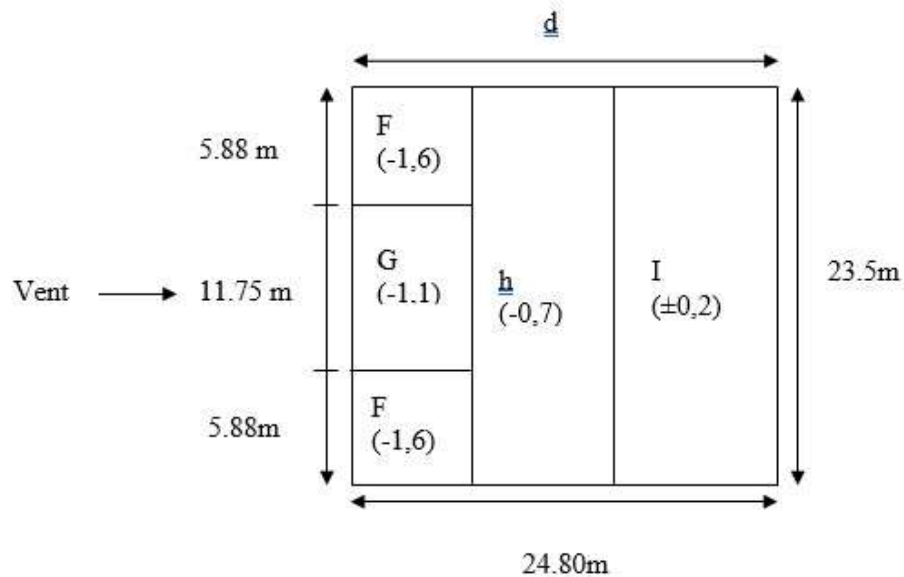


Figure III. 7: légende pour les toitures plates.

2. Coefficient de pression intérieure Cpi

Notre structure c'est un hôtel donc au cas du Vent les fenêtres et les portes sont fermées alors [7] :

$$\mathbf{C_{pi} = 0}$$

- La pression aérodynamique de la paroi verticale :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 13: Les valeurs de pression W (zj) sens (V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]
A	23.50	656.25	-1	0	-656.25
	37.40	787.5	-1	0	-787.5
B	23.50	656.25	-0,8	0	-525
	37.40	787.5	-0,8	0	-630
C	23.50	656.25	-0.05	0	-32.81
	37.40	787.5	-0.05	0	-39.38
D	23.50	656.25	0,8	0	525
	37.40	787.5	0,8	0	630
E	23.50	656.25	-0,3	0	-196.88
	37.40	787.5	-0,3	0	-236.25

- La pression aérodynamique pour la toiture plate :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 14: Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	23.50	656.25	-1,6	0	-1050
	37.40	787.5	-1,6	0	-1260
G	23.50	656.25	-1,1	0	-721.88
	37.40	787.5	-1,1	0	-866.25
H	23.50	656.25	-0,7	0	-459.38
	37.40	787.5	-0,7	0	-551.25
I	23.50	656.25	$\pm 0,2$	0	131.25
					-131.25
	37.40	787.5	$\pm 0,2$	0	157.5
					-157.5

➤ Direction V2

➤ Hauteur de référence Z_e

✓ $h = 37.40\text{m}$; $b = 24.80\text{ m}$.

- ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$
- Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

a- Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200m$$

Tableau III. 15: Coefficient de rugosité (V2)

Tronçon	Z [m]	Cr
De 0 à 24.80	24.80	0.751
De 24.80 à 37.40	37.40	0.847

b- Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 16: Coefficient topographique [7]

Tronçon	Z [m]	Ct
De 0 à 24.80	24.80	1
De 24.80 à 37.40	37.40	1

c- Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z$$

Tableau III. 17: Coefficient Intensité de turbulence (V2)

Tronçon	Z [m]	Iv
De 0 à 24.80	24.80	0.311
De 24.80 à 37.40	37.40	0.276

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau III. 18: Coefficient d'exposition (V2)

Tronçon	Ze [m]	Ce
De 0 à 24.80	24.80	1.79
De 24.80 à 37.40	37.40	2.10

Tableau III. 19: Tableau Récapitulatif (V2)

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 24.80	24.80	0.751	1	0.311	1.79	671.25
De 24.80 à 37.40	37.40	0.847	1	0.276	2.10	787.5

1. Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

✓ Paroi verticale :

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment.

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V₂.

b : 24.80 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V₂.

d : 23.50 m

$$e = \min [b ; 2h] = \min [24.80 ; 74.8]$$

$$e = 24.80 \text{ m}$$

d < e la paroi est divisée en 3 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante :

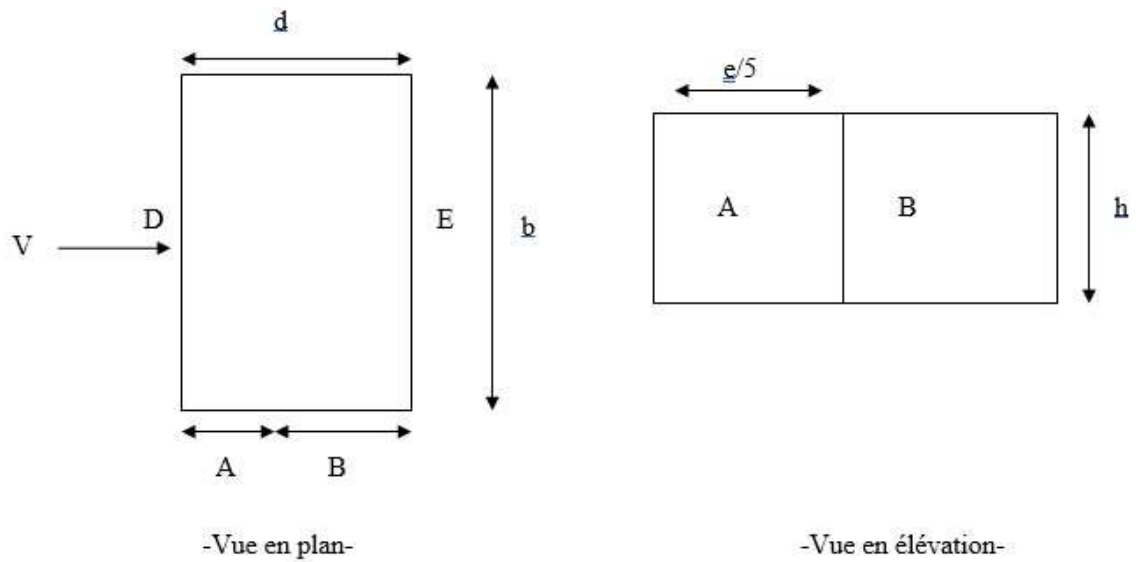


Figure III. 8: Légende pour les parois verticales.

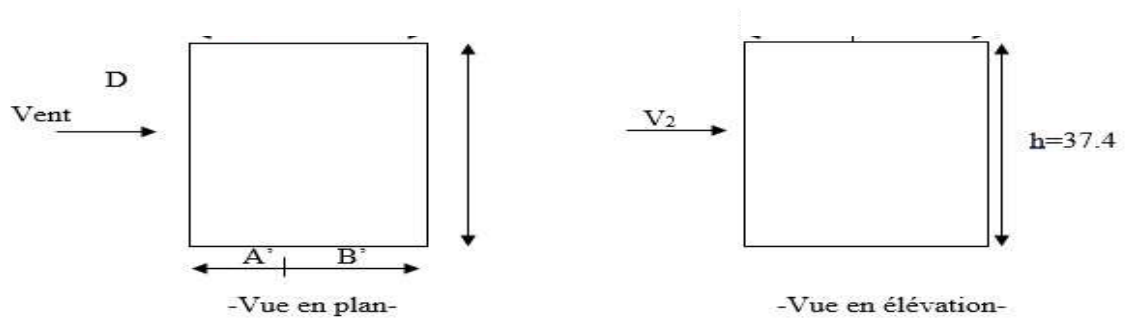


Figure III. 9: Légende pour la paroi verticale (V2).

$A' = 4.96 \text{ m}$; $B' = 18.5 \text{ m}$; $D = E = 24.8 \text{ m}$

Tableau III. 20: Surface des zones en m^2

A'	B'	D	E
185.50 m^2	691.9 m^2	927.52 m^2	927.52 m^2

Tableau III. 21: Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A'	B'	D	E
Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 10
- 1	- 0,8	+ 0,8	- 0,3

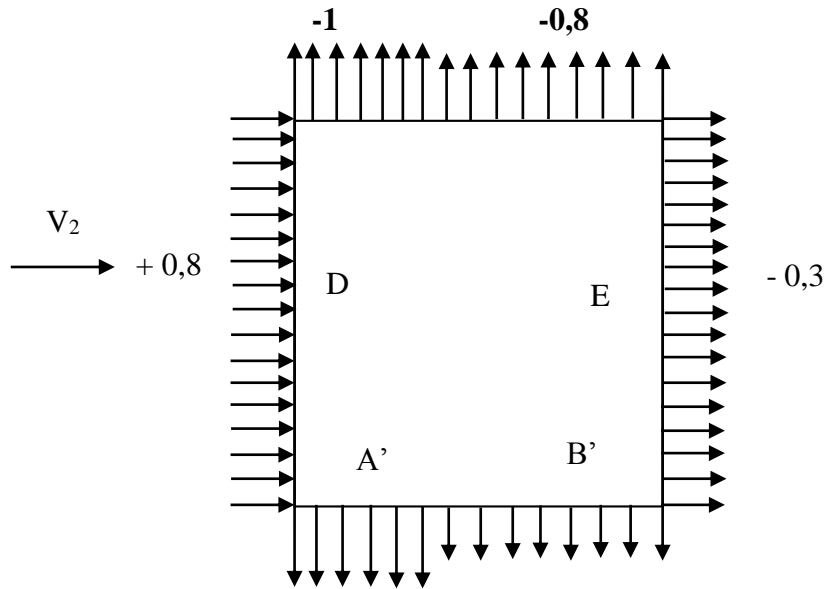


Figure III. 10: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V2).

✓ Toiture Plat :

La hauteur de l'acrotère $h_P = 0,6$ m, les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Les différentes Zones de pression F.G.H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

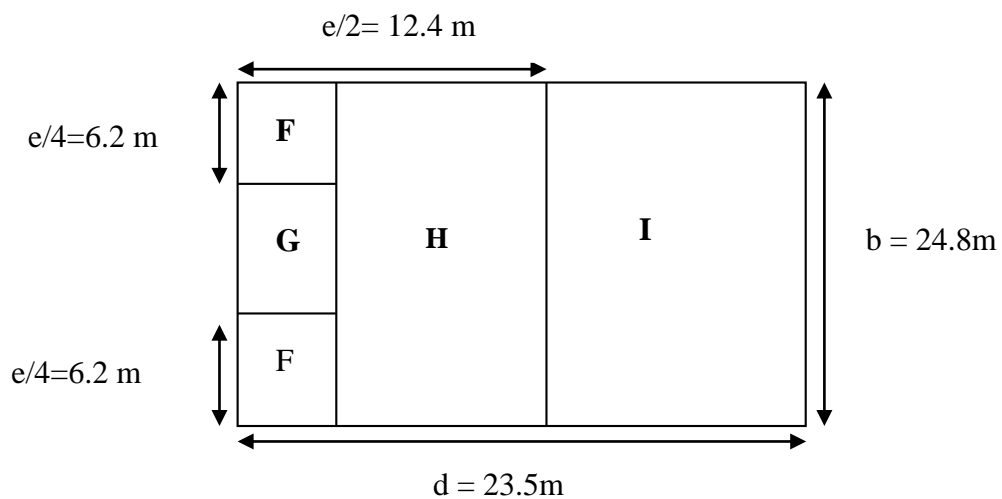


Figure III. 11: Légende pour les toitures plates (V2).

$$e = \min [b ; 2h] = [24.80 ; 74.8] = 24.80 \text{ m}$$

On a [7] :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{37,4} = 0,0160$$

$$\frac{e}{4} = \frac{24,80}{4} = 6,2 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{24,80}{10} = 2,48 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{24,80}{2} = 12,4 \text{ m}$$

Tableau III. 22: Surfaces des Zones en m²

F	G	H	I
15.37 m ²	30.75 m ²	246.016 m ²	275.28 m ²

Tableau III. 23: Valeur Cpe pour la toiture

F	G	H	I
Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 1
-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2

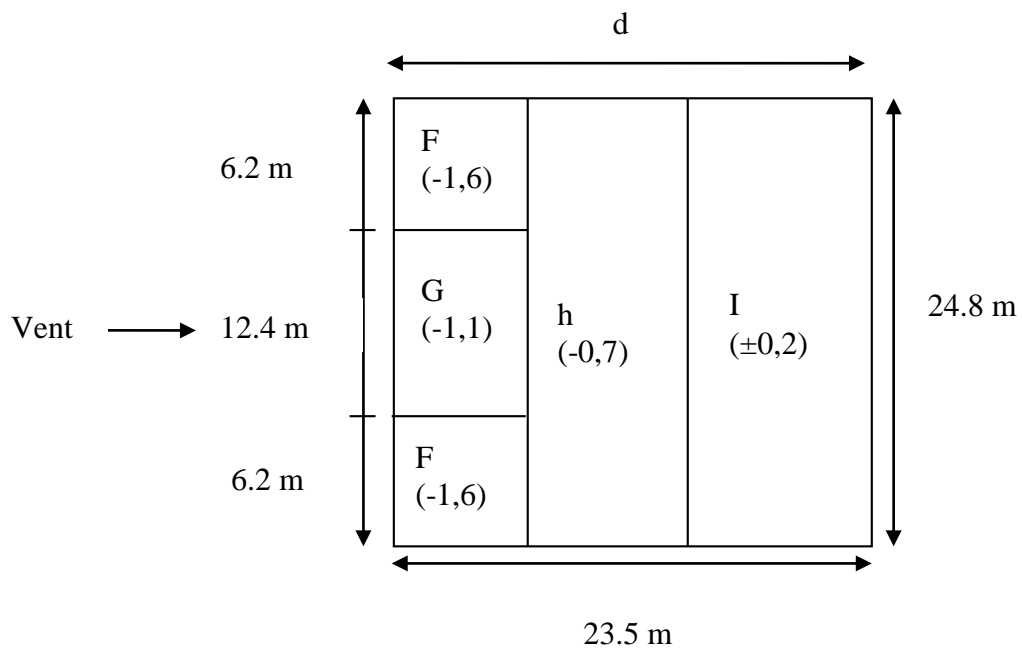


Figure III. 12: légende pour les toitures plates.

1. Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Notre structure c'est un hôtel donc au cas du Vent les fenêtres et les portes sont fermées

alors :

$$C_{pi} = 0$$

- La pression aérodynamique de la paroi verticale :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 24: Les valeurs de pression W (zj) sens (V2)

Zone	Z(m)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A'	24.80	671.25	-1	0	-671.25
	37.40	787.5	-1	0	-787.5
B'	24.80	671.25	-0,8	0	-537
	37.40	787.5	-0,8	0	-630
D	24.80	671.25	0.8	0	537
	37.40	787.5	0.8	0	630
E	24.80	671.25	-0,3	0	-201.38
	37.40	787.5	-0,3	0	-236.25

- La pression aérodynamique pour la toiture plate :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 25: Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V2)

Zone	Z(m)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	24.80	671.25	-1,6	0	-1074
	37.40	787.5	-1,6	0	-1260
G	24.80	671.25	-1,1	0	-738.38
	37.40	787.5	-1,1	0	-866.25
H	24.80	671.25	-0,7	0	-469.87
	37.40	787.5	-0,7	0	-551.25
I	24.8	671.25	±0,2	0	134.25
					-134.25
	37.40	787.5	±0,2	0	157.5
					-157.5

III.3.6 Action d'ensemble :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée à l'aide des pressions de surfaces, en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times W(Z_j) \times A_{ref} \text{ (§2.6.2.[7])}$$

C_d : Coefficient dynamique

C_f : Coefficient de force

A_{ref} : Surface élémentaire

- Le coefficient dynamique C_d

$$C_d = 1$$

Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois, la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du Vent.

Tableau III. 26: Force d'application d'ensemble direction V1

Tronçon	H(m)	C_d	W (N/m ²)	$A_{Réf}$ (m ²)	F_w (kN)
D	23.50	1	525	878.9	461.42
	37.40		630		553.70
E	23.50	1	-196.88	878.9	-173.03
	37.40		-236.25		-207.64

Tableau III. 27: Force d'application d'ensemble direction V2

Tronçon	H(m)	C_d	W (N/m ²)	$A_{Réf}$ (m ²)	F_w (kN)
D	24.80	1	537	927.52	498.07
	37.40		630		584.33
E	24.80	1	-201.38	927.52	-186.78
	37.40		-236.25		-219.126

- Calcul des forces de fortement

La condition à vérifier : $2(d \times h) \leq 4 (2b \times h)$

- Direction V_1 :

$$2(24.80 \times 37.40) = 1855.04 \text{ m}^2 < 4 [(2 \times 23.5) \times 37.40] = 7031.2 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée.

➤ Direction V_2 :

$$2(23.50 \times 37.40) = 1757.8 \text{ m}^2 < 4 [(2 \times 24.8) \times 37.40] = 7420.16 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée.

III.3.7 Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du Vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

Ces résultats vont comparer avec les résultants des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue que l'étude sismique.

CHAPITRE IV :
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types des éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires qui comporte la structure : **les escaliers & l'acrotère.**

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement '**BAEL 91 modifié 99**' en respectant le règlement parasismique algérien '**RPA99 version 2003**'

IV.2 Les escaliers

IV.2.1 Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, il dont la largeur s'appelle l'emmarchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé 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 : est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marche : elle peut être encastré entre deux limons ou reposée sur un ou deux limons

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Donc :

-h varie de 14 cm à 20 cm

-g varie entre 22 cm à 30 cm

IV.2.2 La vérification de la relation de BLONDEL

Giron = 30 cm

On a $59 \text{ cm} < (30 + 2h) < 66 \text{ cm}$; $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$14.5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

Pour $h=17,5 \text{ cm}$, on a :

- Caractéristiques géométriques :
 - Hauteur de RDC : $H_1 = 3.85 \text{ m}$
 - Hauteur d'étage : $H_2 = 3.3 \text{ m}$
 - Contre marche : $h = 0.175 \text{ m}$
 - Largeur de la marche : $g = 0.3 \text{ m}$

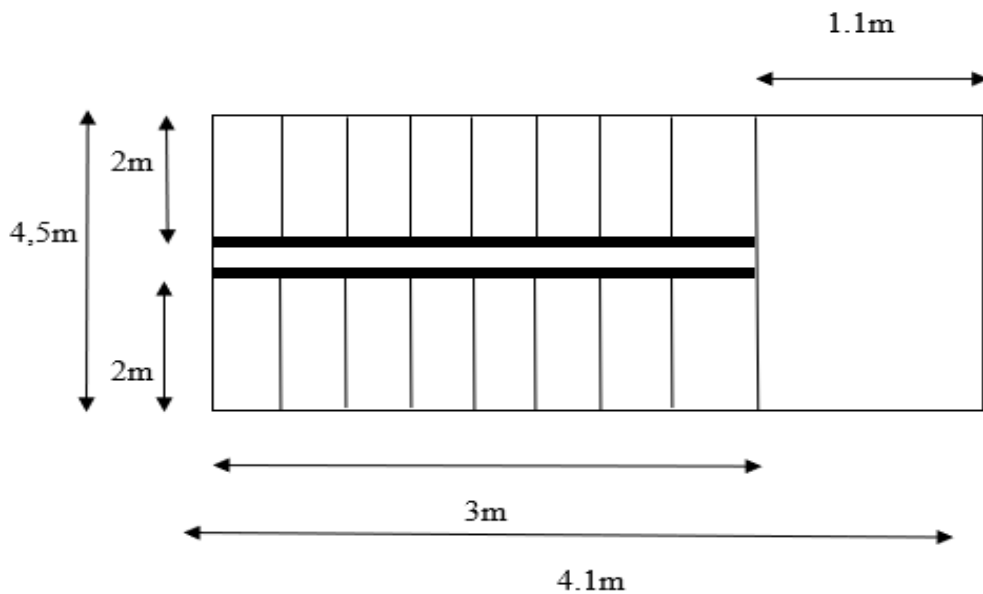


Figure IV. 1: Coupe horizontale des Escaliers.

a) RDC :

- Nombre des contres marches $n = \frac{3,85}{0,175} = 11$ contres marches
- Nombre des marches $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$
- Emmarchement : 2 m
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1,925}{3} = 0,64$; $\alpha = 32.62^\circ$
- La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{3^2 + 1.925^2} = 3.56 \text{ m}$

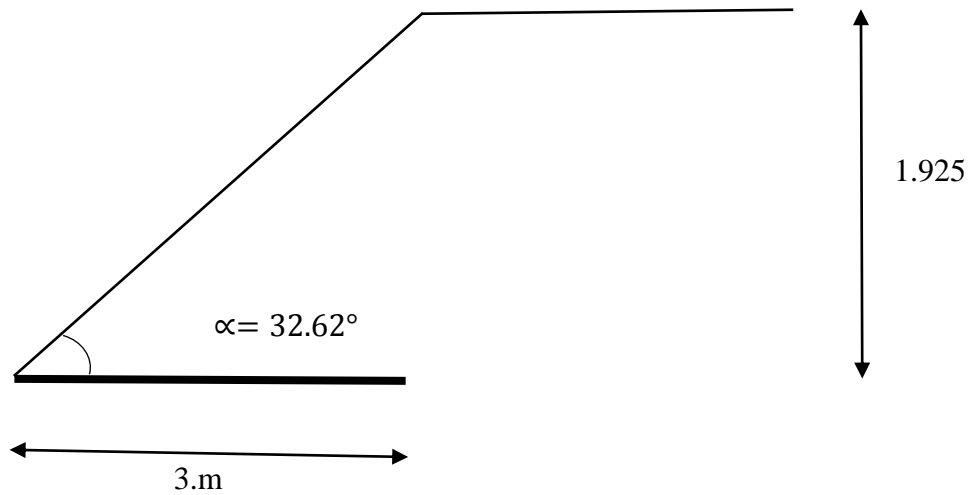


Figure IV. 2: schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC).

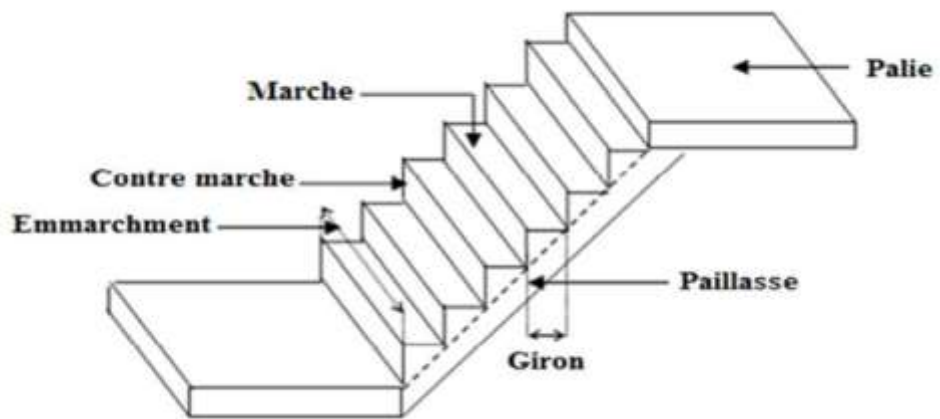


Figure IV. 3: les éléments constituant l'escalier.

a) Dimensionnement des cornières :

• Evaluation des charges :

- Charges permanente G :

Tôle (5mm) 0.45 KN/m²

Revêtement (e=2mm) $22 \cdot 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose (e=2mm) $20 \cdot 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

Totale

G=1.29 KN/m²

- Surcharge d'exploitation « Q »

Q=2.5 KN/m²

- Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche

- ELS :

$$Q_s = (G+Q) \times 0.15 + (G+Q) \times 0.175$$

$$Q_s = (1.29+2.5) \times 0.15 + (1.29+2.5) \times 0.175$$

$$Q_s = 1.23 \text{ KN/m}$$

- ✓ Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 1.23 \times (2000^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 15,25 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **60x60x5**.

- ✓ Vérification en tenant compte le poids propre de la cornière :

$$Q_s = (1.29 \times 0.15 + 1.29 \times 0.175 + 0.046) + 2.5 \times (0.15 + 0.175)$$

$$Q_s = 1.27 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times (1.29 \times 0.15 + 1.29 \times 0.175 + 0.279) + 1.5 \times (2.5 \times (0.15 + 0.175))$$

$$Q_u = 2.16 \text{ KN/m}$$

- ✓ La flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} = \frac{5 \times 2,16 \times 2000^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 19,9 \times 10^4}$$

$$f = 5.35 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{2000}{250} = 8 \text{ mm}$$

$f \leq f_{\text{adm}}$ **Condition vérifiée.**

✓ Résistance :

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{60-19-5}{5} = 7,2 < 10\varepsilon = 9,2 \text{ Donc la cornière est de classe 1}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{2.16 \times 2^2}{8} = 1,08 \text{ KN. m}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{f_y \times W_{\text{ply}}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{275 \times 4,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 1,15 \text{ KN. m}$$

$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$ **Condition vérifiée.**

✓ Cisaillement :

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{2.16 \times 2}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = 2.16 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\text{sd}} \times S}{e \times l}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$S = \frac{(60 \times 5) \times 5}{2} + \frac{(60-5) \times 5 \times 60}{2}$$

$$S = 9000 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1.82 \times 9000 \times 10^3}{5 \times 19,9 \times 10^4}$$

$$\tau = 16.46$$

$$\tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77$$

$\tau < \tau'$ **Condition vérifiée.**

b) Dimensionnement de limon de volée :

• Evaluation des charges :

- Charges permanente G :

Cornière $2 \times 10 \times 0.046 \times 1/3 = 0.306$ KN/m

Poids de garde-corps 0.3 KN/m

Revêtement + mortier de pose + tôle $1.29 \times 2/2 = 1.29$ KN/m

Totale G= 1.90KN/m

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times \frac{2}{2} = 2,5 \text{KN/m}$$

$$Q_s = G + Q = 1,90 + 2,5 = 4,4 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 1.90 + 1.5 \times 2,5 = 6.31 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u1} = Q_u \times \cos \alpha = 5.31 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin \alpha = 3.40 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos \alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{1}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times \cos \alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 4.4 \times \cos 32.62 \times (3560)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 259.18 \text{ mm}^4$$

UAP130

✓ Vérification en tenant compte le poids propre de limon :

$$Q_s = 4,4 + 0,1374 \text{ KN/m} \quad Q_s = 4,54 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 6,31 + 1,35(0,1374) \quad Q_u = 6,5 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u1} = 5,47 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2} = 3,50 \text{ KN/m}$$

✓ La flèche :

$$f = \frac{5 \times 4,54 \times \cos 32,62 \times (3560^4)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 459,56 \times (10^4)}$$

$$f = 8,29 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3560}{250}$$

$$f_{adm} = 14,24 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$ **condition vérifiée**

✓ Résistance :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{5,47 \times 3,56^2}{8} = 8,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 83,51 \times 10^{-6}}{1,1} = 20,88 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$ **condition vérifiée**

✓ Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

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

$$A_v = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r)tf$$

$$A_v = 1750 - 2 \times 55 \times 9.5 + (6 + 2 \times 9.5)9.5$$

$$A_v = 942.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{942.5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 136.038 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{u2} \times L}{2} = \frac{3,5 \times 3,56}{2}$$

$$V_{sd} = 6.23 \text{ KN} < V_{plrd} = 136.038 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc :

On opte un **UAP130** pour le limon

c) Etude de pallier :

• Evaluation des charges :

- Charge permanente :

Cofraplus 55 0.13 KN/m²

Poids de la dalle (e=8cm) 2.00 KN/m²

Mortier de pose (e=2cm) 0.4 KN/m²

Revêtement en carrelage (2cm) 0.44 KN/m²

Totale G= 2.97 KN/m²

- Charge d'exploitation :

Q= 2.5 KN/m²

- Chargement linéaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 2.97 \times 4,5 = 13.36 \text{ KN/m} \\ Q = 2.5 \times 4,5 = 11.25 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

- ELS

$$Q_s = G + Q = 13,36 + 11,25 = 24.61 \text{ KN/m}$$

- ELU

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35(13,36) + 1,5(11,25) = 34.91 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{(5Q_s * L^4)}{(384 * E * I)} = \frac{5Q_s * L^4}{384 * E * I} \leq f_{adm} = L/250$$

$$I \geq \frac{(250 \times 5 \times Q_s * L^3)}{384 * E} = \frac{5 \times 250 \times 24.61 \times 4500^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 3476.23 \text{ cm}^4$$

On opte: **IPE240**

Vérification en tenant compte le poids propre de la poutre :

$$Q_s = 24,61 + 0.307$$

$$Q_s = 24.92 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 34.91 + 1.35 \times 0.307$$

$$Q_u = 35.32 \text{ KN/m}$$

✓ La flèche :

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 24,92 \times 4500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4}$$

$$f = 16,28 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{4500}{250} = 18 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$ **Condition vérifiée**

✓ Résistance :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{35.32 \times 4,5^2}{8} = 89.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 366,6 \times 10^{-6}}{1.1} = 91.65 \text{ KN.m}$$

($M_{sd} \leq M_{plrd}$)condition vérifiée

b) Etage :

- Nombre des contres marches $n = \frac{3.3}{0.17} = 10$ contres marches
- Nombre des marches $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$
- Emmarchement : 2 m
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1.65}{3} = 0,55$; $\alpha = 28.81^\circ$
- La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{3^2 + 1.65^2} = 3.42 \text{ m}$

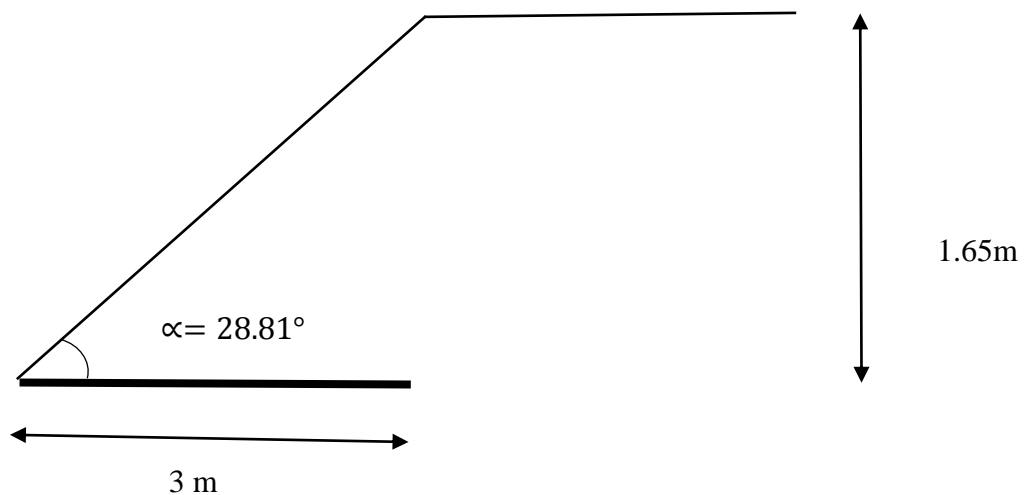


Figure IV. 4: schème représentant les dimensions de l'escalier (étage).

• Evaluation des charges :

- Charges permanente G :

Tôle (5mm)	0.45KN/m ²
Revêtement (e=2mm)	22*0.02=0.44KN/m ²
Mortier de pose (e=2mm)	20*0.02=0.4 KN/m ²

Totale

G=1.29 KN/m²

- Surcharge d'exploitation « Q »

Q=2.5 KN/m²

a) Dimensionnement des cornières :

Les calculs sont les mêmes avec le RDC.

b) Dimensionnement de limon de volée :

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Cornière $2 \times 10 \times 0.046 \times 1/3 = 0.306 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps 0.3 KN/m

Revêtement + mortier de pose + tôle $1.29 \times 2/2 = 1,29 \text{ KN/m}$

Totale G= 1.9 KN/m

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times \frac{2}{2} = 2,5 \text{ KN/m}$

Donc :

$$Q_s = 1,9 + 2,5 = 4.4 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 1.9 + 1.5 \times 2,5 = 6.31 \text{ KN/m}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u1} = Q_u \times \cos \alpha = 5.53 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin \alpha = 3.04 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos \alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times Q_s \times \cos \alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 4,4 \times \cos 28.81 \times (3420)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 239.06 \text{ mm}^4$$

On opte : **UAP130**

Vérification en tenant compte le poids propre de limon :

$$Q_s = 4,4 + 0.1374 \quad Q_s = 4.54 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 6,31 + 1,35(0,1374) = 6,5 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u1}=5,7 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2}=3,13 \text{ KN/m}$$

✓ La flèche :

$$f = \frac{5 \times 4.54 \times \cos 28.81 \times (3420^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 459.56 \times (10^4)}$$

$$f = 7.34 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3420}{250}$$

$$f_{adm} = 13.68 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$ **condition vérifiée**

✓ Résistance :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{5,7 \times 3.42^2}{8} = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 83.51 \times 10^{-6}}{1.1} = 20.88 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$ **condition vérifiée**

✓ Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

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

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

$$A_v = 1750 - 2 \times 55 \times 9.5 + (6 + 2 \times 9.5) 9.5$$

$$A_v = 942.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{942.5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 136.038 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{3.13 \times 3.42}{2} = 5.35 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 5.35 \text{ KN} < V_{plrd} = 136.038 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

Donc :

On opte un **UAP130** pour le limon

c) Etude de palier :

Les calculs sont les mêmes avec le RDC.

IV.3 Sont calculées suivant la formule : L'acrotère

IV.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courant. Le calcul se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

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

- Largeur b = 100 cm
- Hauteur H = 60 cm
- Epaisseur e = 10 cm

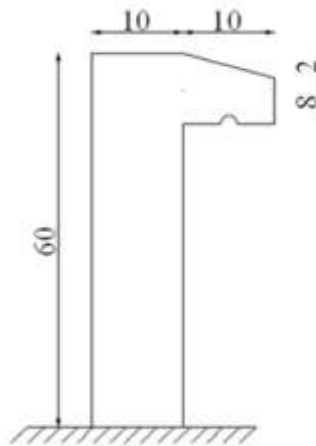


Figure IV. 5: Dimensions de l'acrotère.

IV.3.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère

a) Charge permanente et charge d'exploitation :

- Charge permanente :

- Surface de l'acrotère :

$$S = 0.1 \times 0.6 + 0.08 \times 0.1 + (0.02 \times 0.1) / 2 = 0.069 \text{ m}^2$$

- Périmètre de l'acrotère :

$$P = (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.02 + 0.08 + 0.5) = 1.4 \text{ m}$$

Revêtement en ciment : (e=2 cm ; $\rho=14 \text{ KN/m}^3$)

Poids propre de l'acrotère ($G=\rho_b \times S$)..... $25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}$

Revêtement en ciment $15 \times 0.02 \times 1.4 = 0.392 \text{ KN/m}$

Totale **G=2.12kN/ml**

- La force horizontale due à l'effet du séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments

Non structuraux et les équipements ancrés à la structure

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [7]$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) .

W: Poids de l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 1B} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \quad A=0.30 ; C=0.8$$

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 2.12 = 2.03 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

$$Q = \text{Max} (1.5Q ; F_p) = \text{Max} (1.5 ; 2,03)$$

$$Q = 2,03 \text{ KN/ml}$$

Donc pour une bonde de **1m** de largeur : $G= 2.12 \text{ KN/ml}$ et $Q= 2,03 \text{ KN/ml}$

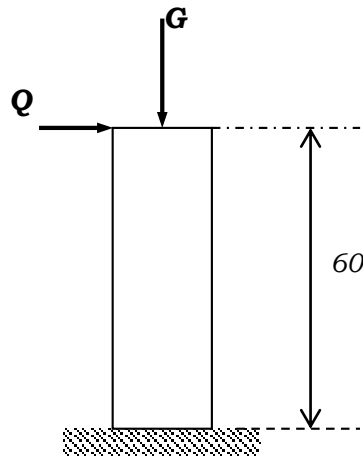


Figure IV. 6: Schéma statique de l'acrotère.

IV.3.3 Détermination des efforts

- Calcul des efforts à l'ELU :

$$N_U = 1,35 G$$

$$M_U = 1.5 F_p \times h$$

$$T_U = 1.5 F_p$$

- Calcul des efforts à l'ELS :

$$N_S = G$$

$$M_S = F_p \times h$$

$$T_U = F_p$$

Tableau IV. 1: les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissant

	ELU	ELS
Efforts normaux (KN)	$N_U = 2.86$	$N_S = 2.12$
Efforts tranchants (KN)	$T_U = 3.04$	$T_S = 2.03$
Moment fléchissant (KN.m)	$M_U = 1.83$	$M_S = 1.22$

IV.3.4 Ferraillage de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad M_U = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$N_U = 2,86 \text{ kN}, \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \quad F_e = 400 \text{ MPa}, \quad d = 0,9h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm (enrobage)}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_a : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_2 : excentricité additionnelle.

Φ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\Phi=2$ (en générale).

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,83}{2,86} = 0,64 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 0,24 \text{ cm}) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = l_f^2 \frac{3(2+\alpha\Phi)}{10^4 h}$$

$$l_f = 2l_0 = 2(0,6) = 1,2 \text{ m (console)}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1,5 M_{ser}}\right) = 0$$

$$e_2 = 0,0014 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} e_0 = 0,66 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On a : $64 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$ Donc : (S.P.C)

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_F = N_U (d - (h/2) + e)$$

$$M_f = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 2,86 \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,66 \right) = 2 \text{ KN.m}$$

D'où : $M_F = 2 \text{ KN.m}$

D'après l'organigramme : $M = M_F = 2 \text{ KN.m}$

$$\mu_R = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{2}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,017$$

$\mu = 0,017 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,021) = 0,089 \text{ m}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\%$ d'où $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{2}{0,089 \times 0,348} = 64,57 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 64,57 - \frac{2,86}{0,348} = 56,35 \text{ mm}^2$

On obtient : $A_{s1} = 0$ et $A_{s2} = 56,35 \text{ mm}^2$

✓ Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm.}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,09 \text{ cm}^2 \} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisie est 6T10, $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{100-5}{5} = 19 \text{ cm}$$

✓ Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,18 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{60-5}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

IV.3.5 Vérfications :

a) Vérfication a L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS) .

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,22}{2,12} = 0,575 \text{ m}; \text{ On prend } e_0 = 57,5 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 57,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

- Position de l'axe neutre :

Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

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

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 57,5 = -52,5 \text{ cm}$$

on doit résoudre l'équation suivante [6] :

$$Y_c^3 + pY_c^2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c') \right] + \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c)^2 \right]$$

Avec : $A_s = 0$

$$\Rightarrow p = -8453,31 \text{ cm}^2; q = 297427,50 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 8453,31 Y_c^2 + 297427,50 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -1027,32 \times 10^6 < 0$$

$$D'où : \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,99$$

$$\cos\varphi = -0,99 \rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos(\varphi/3) = 57,36 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 48,69 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -106,05 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 106,17$$

La solution qui convient est : $Y_c = 57,36 \text{ cm}$

Car : $0 < Y_{ser} = Y_c + C < d$

$$0 < Y_{ser} = 4,86 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_{ser} = 4,86 \text{ cm} \\ Y_c = 57,36 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :

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

$$= \frac{100}{3} 4,86 + 15[4,71(0,9 - 4,86)^2]$$

$$I = 4934,28,73 \text{ cm}^4$$

b) Vérification des contraintes :

✓ Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,12 \times 10^3 \times 57,36 \times 10)}{4934,28 \times 10^4} \times 4,86 \times 10 = 1,13 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒.....**Condition vérifiée.**

✓ Contrainte de l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$\sigma_s = 15,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

c) Vérification de L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

$$\tau_u = \frac{3,04 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,033 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

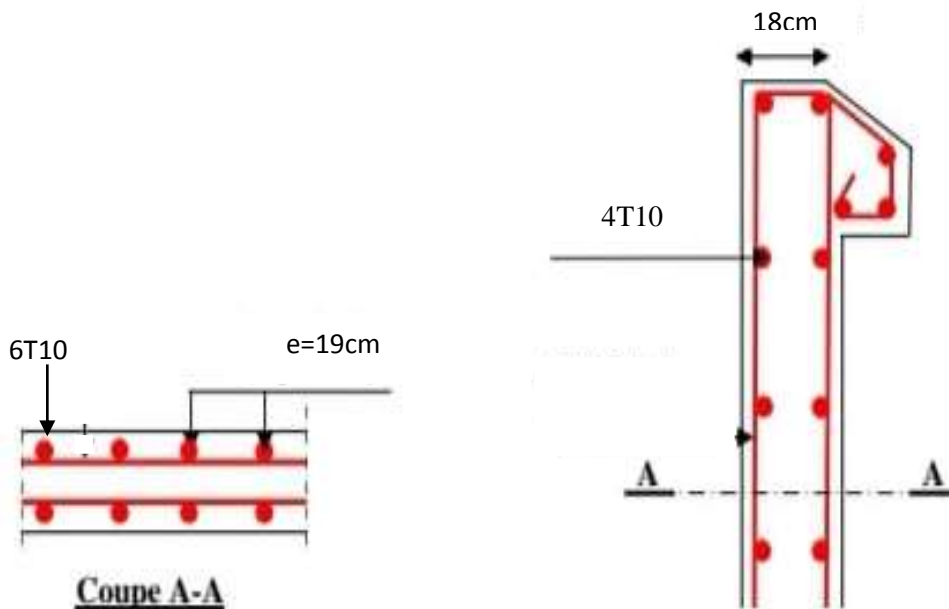


Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.4 Conclusion

- Les escaliers :

Les caractéristiques de la cornière, le limon & la poutre palière choisit :

Tableau IV. 2: les caractéristiques de la cornière

Caractéristiques	g (kg/m)	h=b (mm)	t (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y =I _z (mm ⁴) *10 ⁴	W _{ply} mm ³ *10 ³
L60x60x5	4.55	60	5	19	5.8	19.9	4,6

Tableau IV. 3: les caractéristiques du limon

Caractéristiques	H mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	p (kg/m)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)
UAP 130	130	55	6	9.5	9.5	13.74	17.50	459.56	83.51

Tableau IV. 4: les caractéristiques de la poutre palière

Caractéristiques	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	R (mm)	I _y (cm ⁴)	w _{ply} (cm ³)
IPE240	30.7	240	120	6,2	9.8	15	3892	366.6

- L'acrotère :

La section choisit est : **6T10** → **A_s = 4,71 cm²** avec un espacement **S_t = 19cm**

La section choisit est : **4T10** → **A_r = 3,14 cm²** avec un espacement **S_t = 18cm**

CHAPITRE V :
ETUDE DYNAMIQUE ET
SISMIQUE

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2 Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite initialement d'établir un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.3 Objectifs de l'étude dynamique

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

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

La modélisation de notre structure a été effectuée. À l'aide du logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul de structure

a- Modélisation de 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 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.

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

b- Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment à usage habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

V.3.1 La méthode statique équivalente

a- Principe

Dans cette méthode le **RPA** propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure. Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode une régularité en plan qui est le cas pour notre structure.

b- Modélisation

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
2. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

3. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- Principe

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.2.1 Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes 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.

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

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) [5].

η : Facteur de correction d'amortissement. [5]

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) [5].

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4). [5]

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) [5].

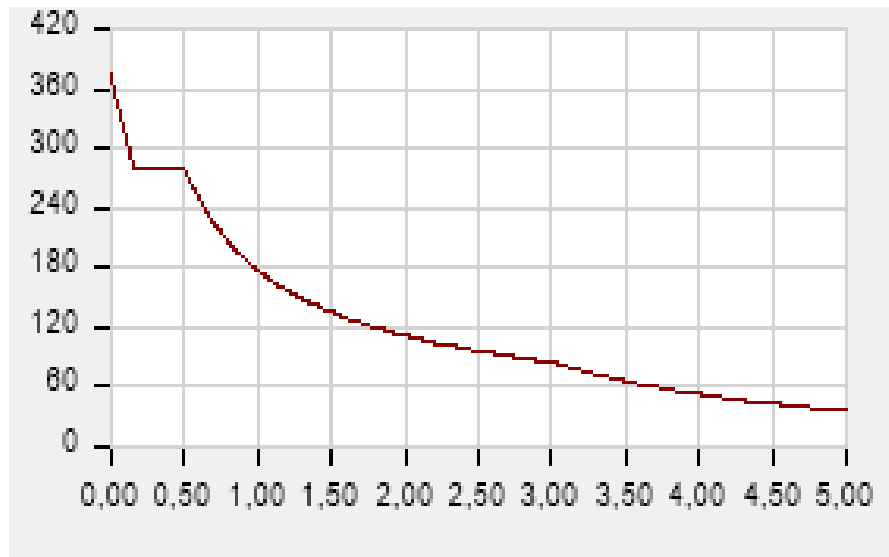


Figure V. 1: Spectre de réponse.

V.3.2.2 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

a- Nombre de modes à considérer [5]

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_k \leq 0.20 \text{ sec } \dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K.

V.3.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul [5]

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

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

V.3.2.4 Déplacements inter étages [5]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01 h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.

Δ_K^y : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y.

δ_{eK}^x : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x.

δ_{eK}^y : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens y-y.

R : coefficient de comportement.

V.3.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

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

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

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

h_k : Hauteur d'étage k.

V.4 Résultats de l'analyse dynamique

V.4.1 Dimensions de l'ouvrage

Structure 1 :

✓ Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 37,4m.
- Hauteur du RDC : 3,85m.
- Hauteur d'étage courant : 3,30m.

✓ Dimensions en plan

- Largeur totale : 23,5m.
- Longueur totale : 24,8m.

Structure 2 :

✓ Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 37,4m.
- Hauteur du RDC : 3,85m.
- Hauteur d'étage courant : 3,30m.

✓ Dimensions en plan

- Largeur totale : 35,15m.
- Longueur totale : 24,8m

V.4.2 Analyse dynamique de la structure

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 model qui convient plus à notre structure réelle.

❖ Structure 1 :

Model 01 :

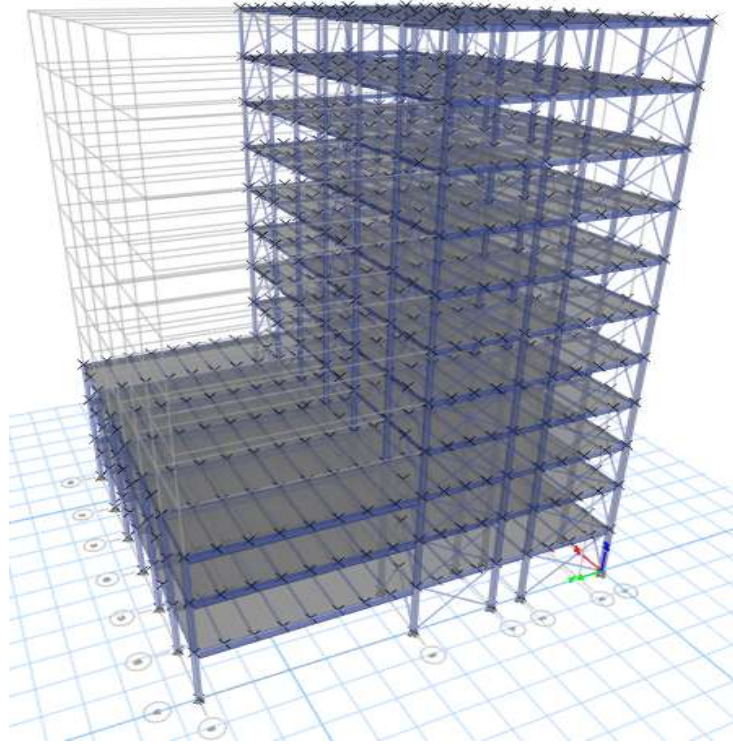


Figure V. 2: Structure avec palées triangulées en X et en V.

Tableau V. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique du 2^{ème} modèle

Mode	Période	UX	UY	UZ	sumUX	sumUY
1	1,391	0,529	0,047	0	0,529	0,047
2	1,268	0,0433	0,6015	0	0,5723	0,6486
3	0,676	0,0001	1,761 ^E -05	0	0,5724	0,842
4	0,368	0,0322	0,1943	0	0,6046	0,8679
5	0,351	0,2176	0,0259	0	0,8222	0,8679
6	0,224	0,0403	0,0001	0	0,8625	0,8679
7	0,183	0,0016	0,0695	0	0,8641	0,9374
8	0,172	0,0637	0,0029	0	0,9278	0,9403
9	0,119	0,0075	0,0006	0	0,9353	0,9408
10	0,111	2,373 ^E -06	0,0266	0	09,353	0,9674
11	0,101	0,023	0,0002	0	0,9583	0,9676
12	0,082	0,0202	0,006	0	0,9785	0,9736

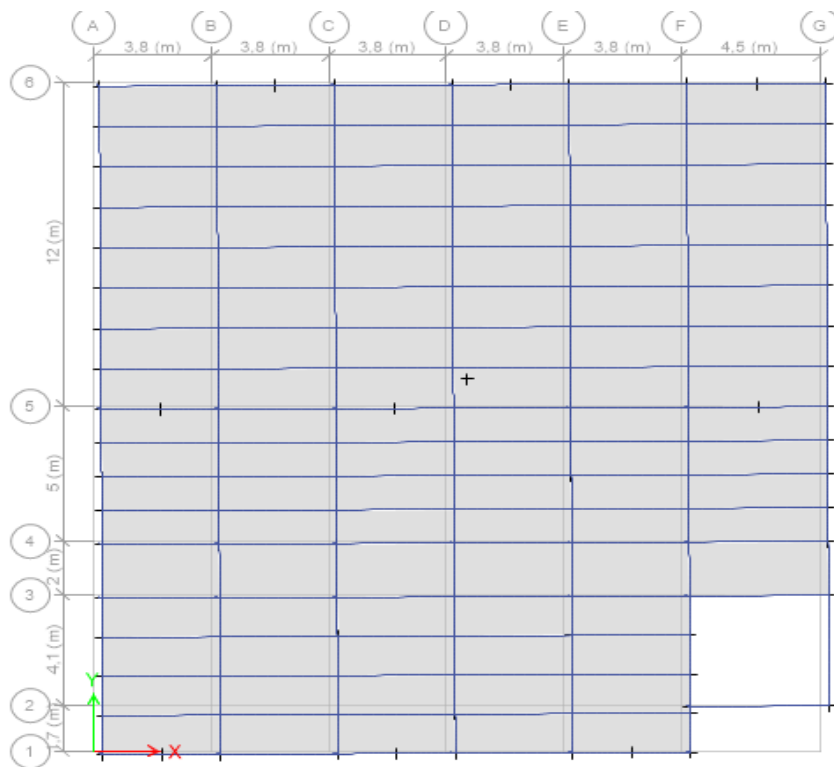
a- Résultat de l'analyse dynamique (1^{er} modèle)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1,391$ s.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x.

- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% dans le 7 mode suivant le sens (y-y), et le 8^{ème} mode suivant le sens (x-x).



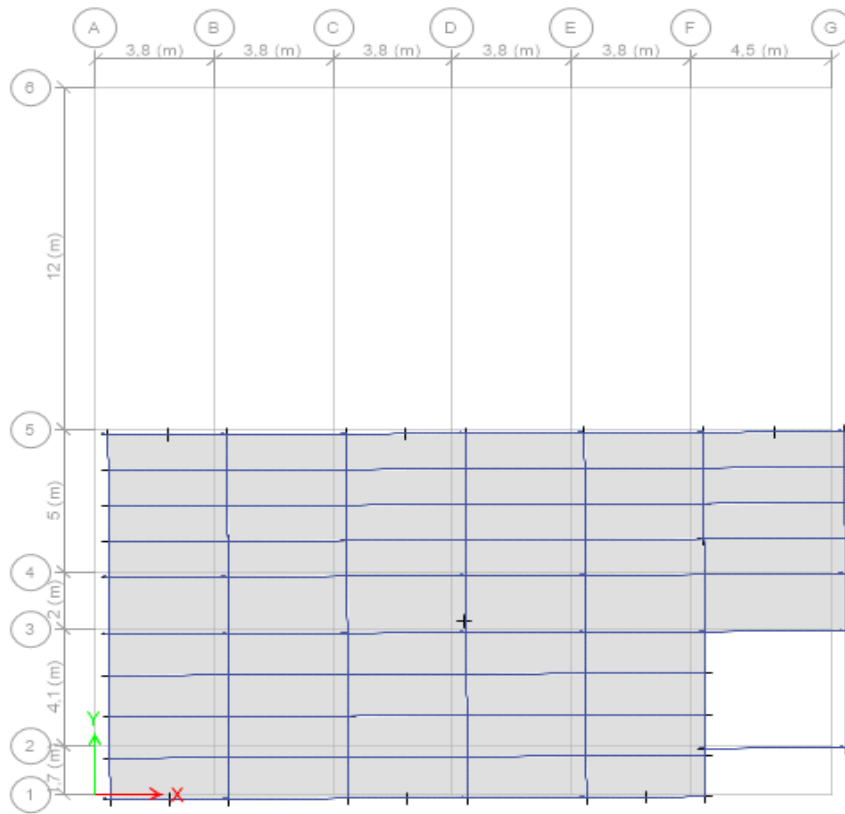
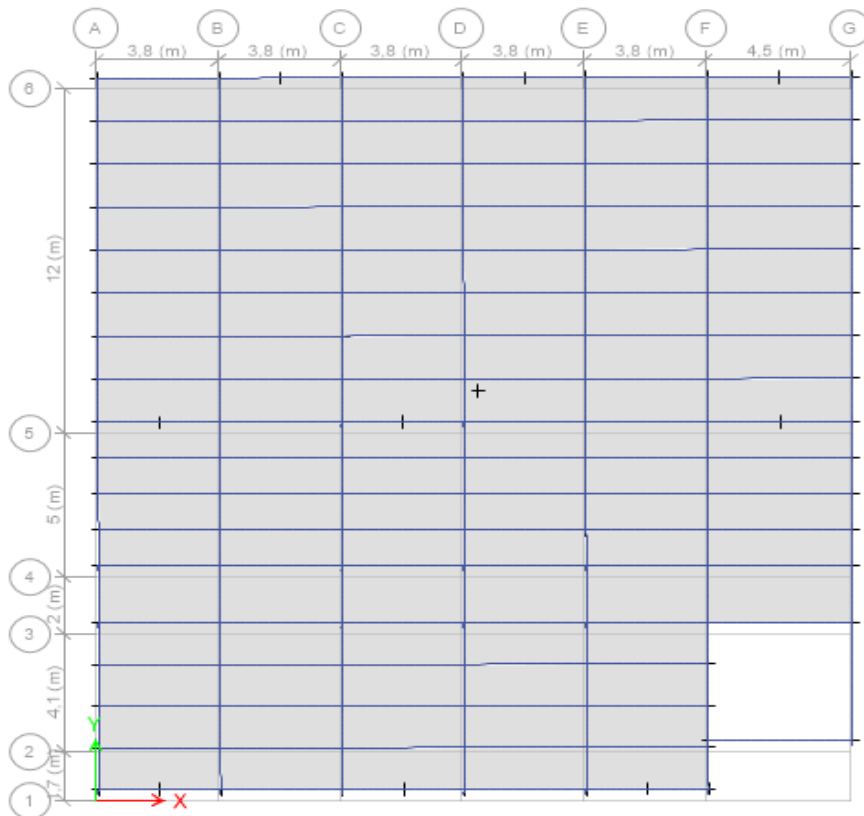


Figure V. 3: Le 1er mode est un mode de translation suivant x-x.



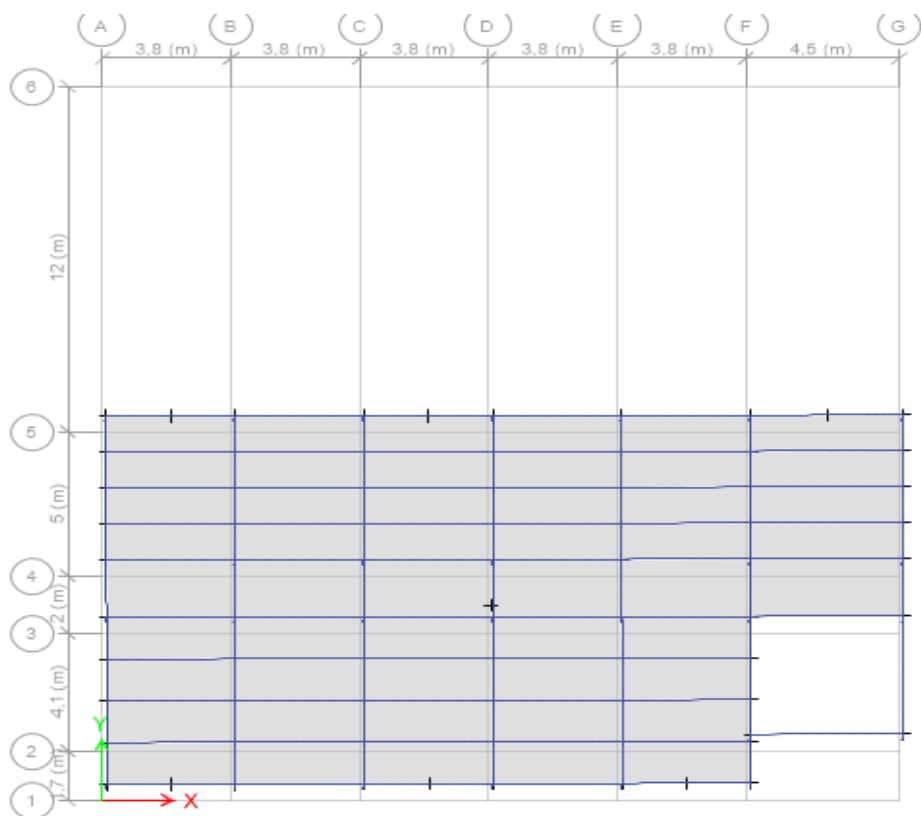
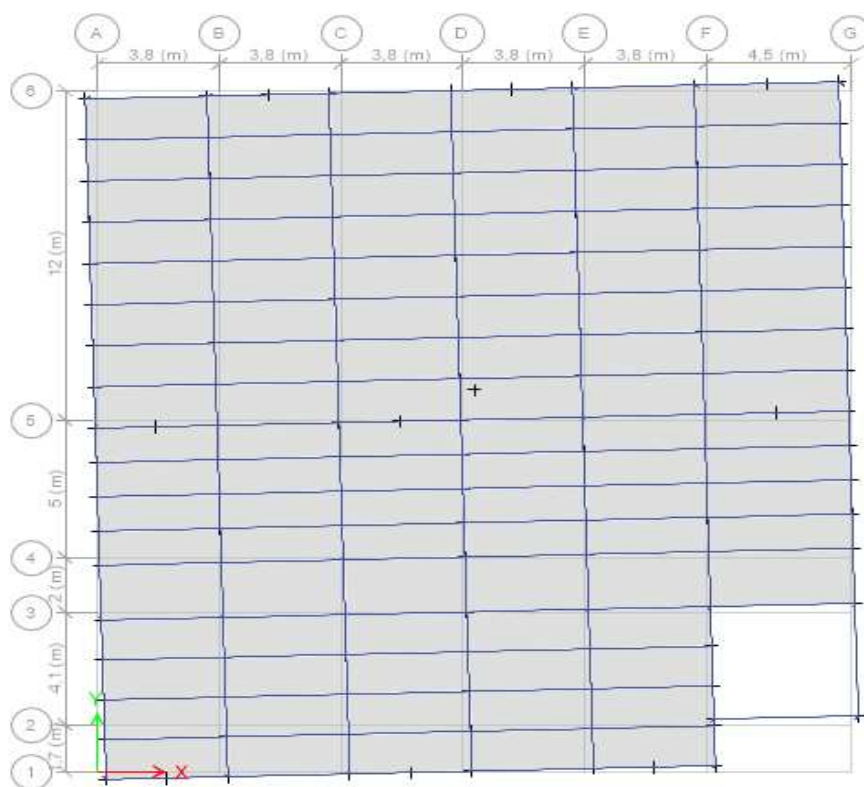


Figure V. 4: Le 2ème mode est un mode de translation suivant y-y.



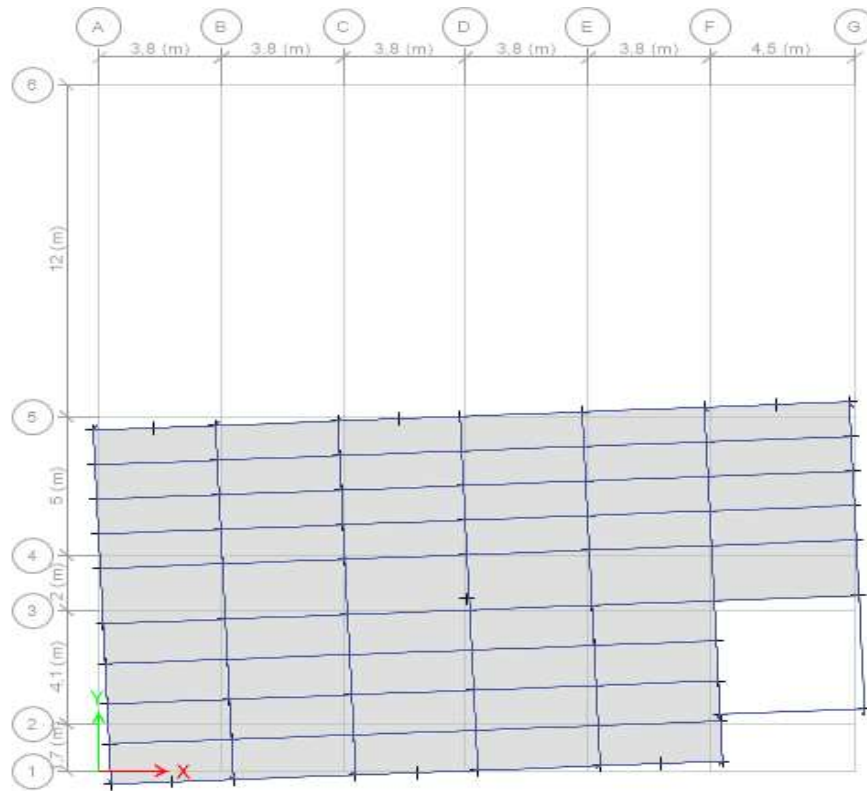


Figure V. 5: Le 3ème mode est un mode est un mode de rotation.

- Model final :

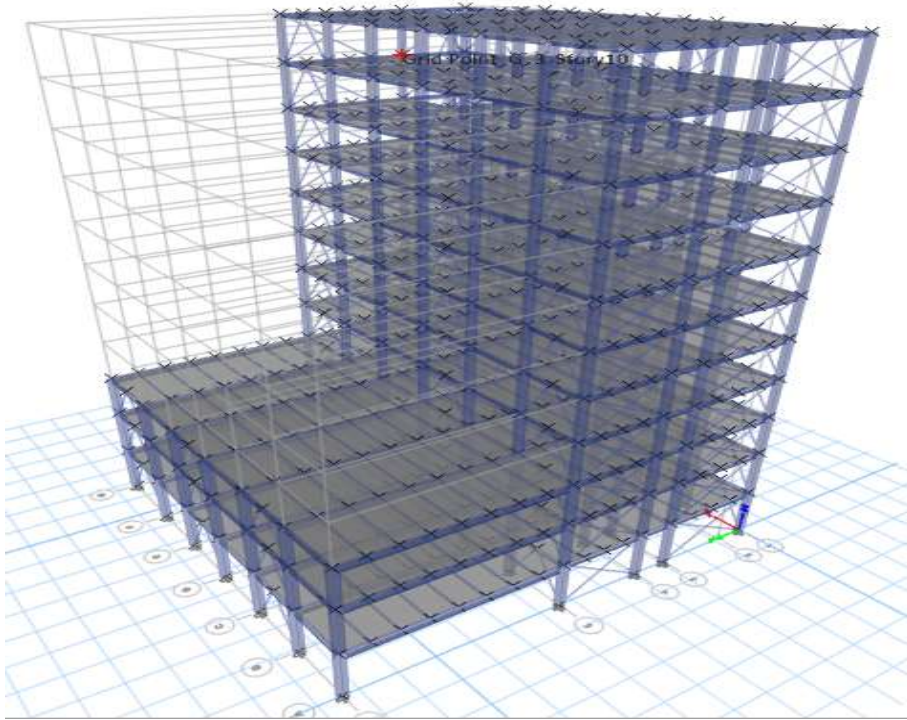


Figure V. 6: Structure avec palées triangulées en X et en V.

- ✓ Les changements qui sans fait dans notre structure :

Tableau V. 2: Changement des sections des (poteaux et poutres)

section	Dimensionner	novelle
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème}	HEA320	HEA550
3 ^{ème} ,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	HEA280	HEA500
6 ^{ème} 7 ^{ème} ,8 ^{ème}	HEA240	HEA450
9 ^{ème} ,10 ^{ème}	HEA200	HEA400

section	Dimensionner	novelle
Poutre principale(1)	IPE500	HEA450
Poutre principal (2)	IPE300	HEA280
Poutre secondaire	IPE220	HEA240

Tableau V. 3: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final

Mode	Période	UX	UY	UZ	sumUX	sumUY
1	1,084	0,5579	0,0519	0	0,5579	0,0519
2	1,004	0,0491	0,6238	0	0,607	0,6757
3	0,552	0,0006	0,0003	0	0,6076	0,676
4	0,303	0,2091	0,0431	0	0,8167	0,7191
5	0,296	0,0482	0,1652	0	0,8648	0,8844
6	0,197	0,0331	0,0001	0	0,8979	0,8845
7	0,154	0,0316	0,0209	0	0,9295	0,9054
8	0,152	0,016	0,0393	0	0,9456	0,9447
9	0,105	0,0082	1,988 ^E -05	0	0,9538	0,9448
10	0,095	0,0025	0,0206	0	0,9562	0,9654
11	0,094	0,0138	0,0029	0	0,97	0,9682
12	0,078	0,0219	2,16 ^E -05	0	0,9919	0,9683

b- Résultat de l'analyse dynamique (modèle final)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1,084s$.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% dans le 7^{ème} mode suivant les deux sens (y-y), (x-x).

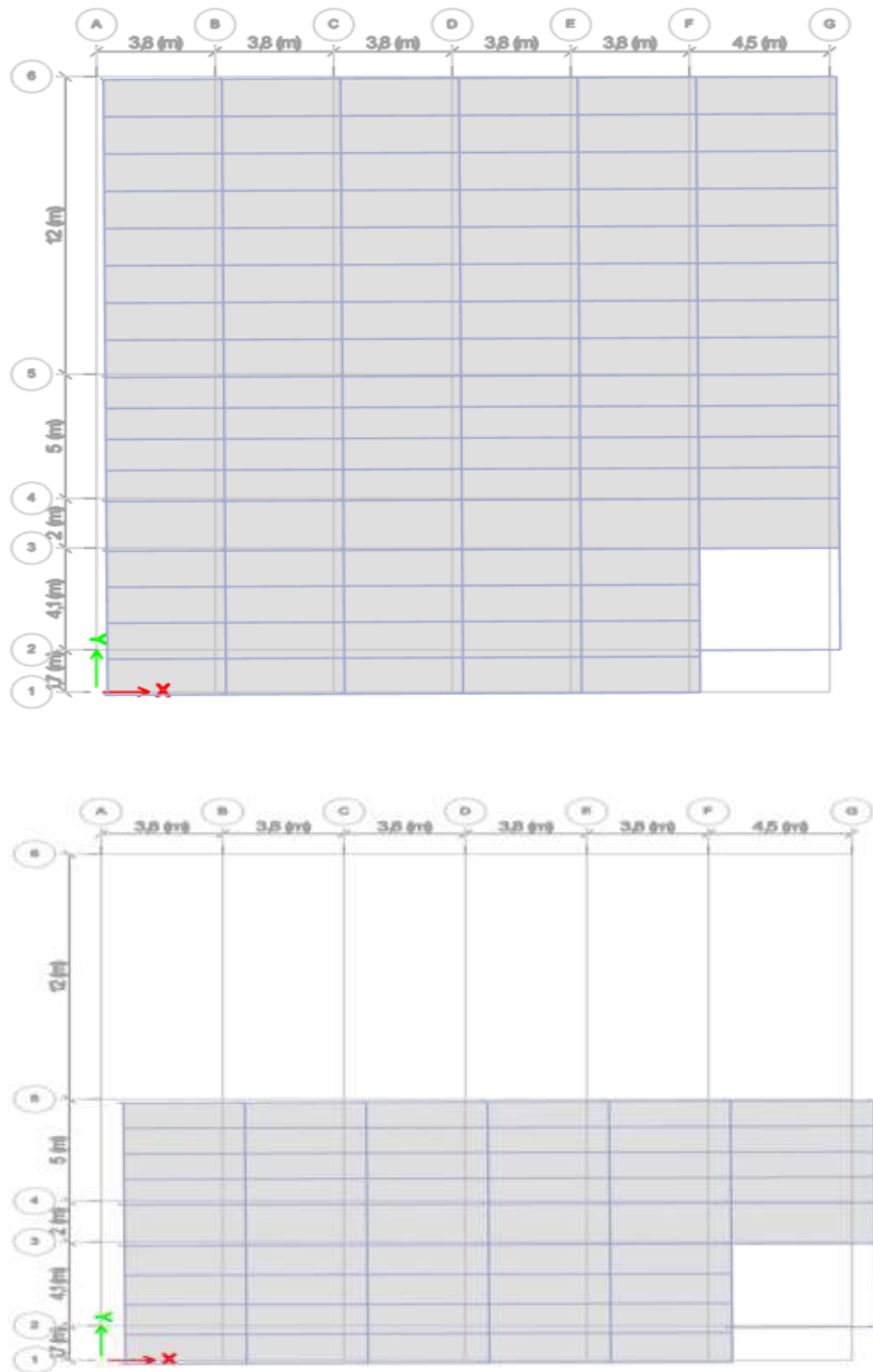


Figure V. 7: Le 1er mode est un mode de translation suivant x-x.



Figure V. 8: Le 2ème mode est un mode de translation suivant y-y.

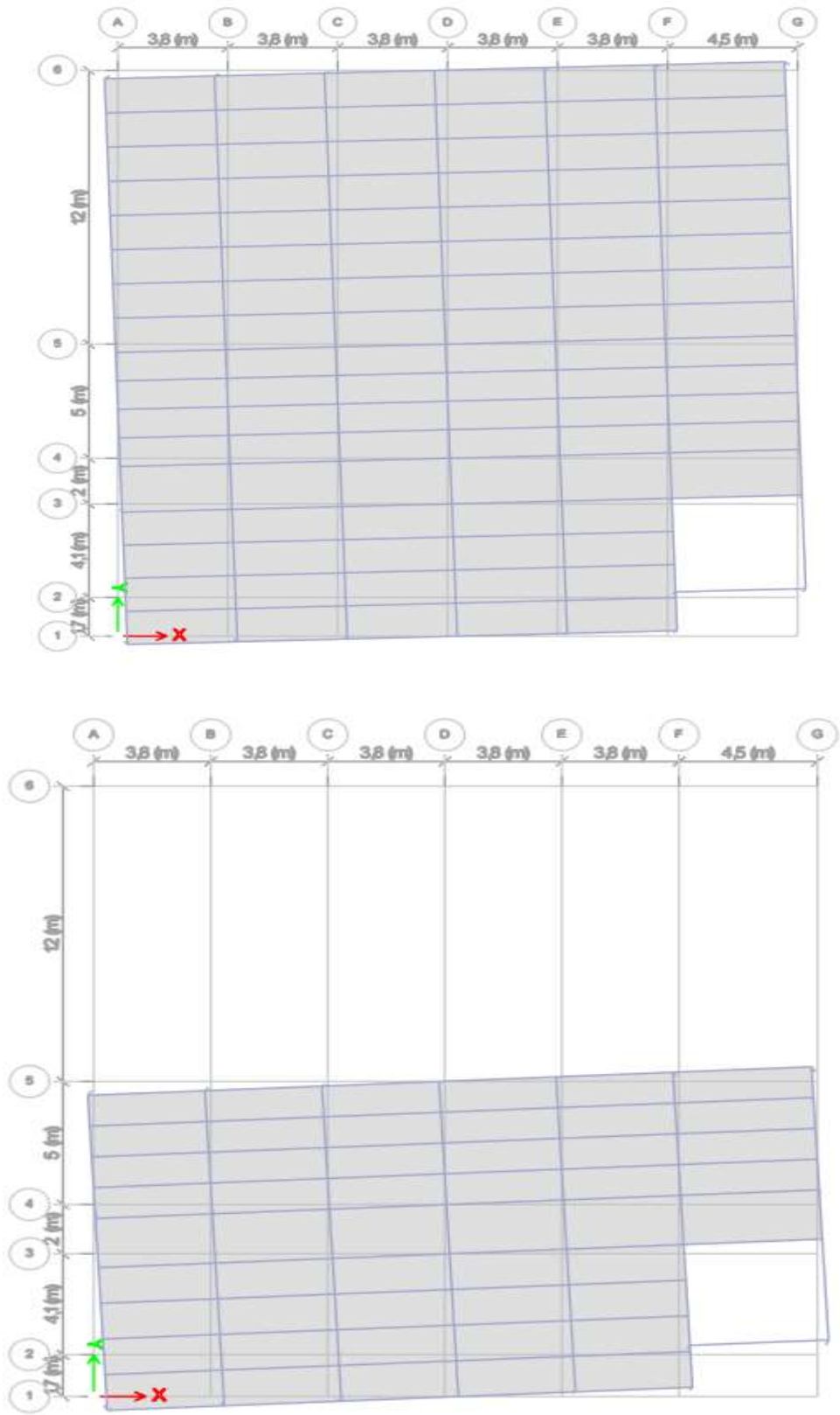


Figure V. 9: Le 3ème mode est un mode est un mode de rotation.

V.5 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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. [5]

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, de type de remplissage donné par le tableau 4.6 [5]

$C_T = 0,05$ Contreventement assuré partiellement 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.

$$h_N = 37.4\text{m}$$

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

$$D_x = 23,5 \text{ m} \rightarrow T'_x = 0.694 \text{ sec}$$

$$D_y = 24.8\text{m} \rightarrow T'_y = 0.676\text{sec}$$

D'après la formule (1) :

$$T_{\text{exp}} = C_t \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{\text{exp}} = 0.05 \cdot 37.4^{\frac{3}{4}} = 0.756 \text{ sec}$$

$T = 1,3T = 0.983 \text{ s}$ dans les deux directions.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens(x-x)} : T_x = \min(0,694 ; 0,756) = 0,694\text{sec.} \\ \text{sens (y-y)} : T_y = \min(0,676 ; 0,756) = 0,676\text{sec.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,3 \times T_x = 0,90\text{s.} \\ 1,3 \times T_y = 0,88\text{s.} \end{array} \right.$$

V.6 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.

Tableau V. 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
1B	0,08	0,15	0.30

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 [5]. Catégorie du site : S_3 site meuble

Tableau V. 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

On n'a dans le cas de : $T_{\text{analytique}} > 1,3T_{\text{empirique}}$

$$\begin{cases} T=1,084(s) > 0,90 (s) \\ T=1,084 (s) > 0,88 (s) \\ T=1,3T_{\text{analytique}} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes : Donc on est dans le 2^{ème} cas où

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

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

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement =5% $\Rightarrow \eta = 1$.

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,90} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,69. \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,88} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,71. \end{cases}$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure

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.

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par contreventements mixtes en V et en X donc on a choisi un coefficient de comportement ($R = 4$).

- **Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [5].

Tableau V. 6: Facteurs de qualité

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{//xx} = 1,2 \\ Q_{//yy} = 1,2 \end{array} \right.$$

V.7 Vérification de l'effort tranchant

Le poids de la structure (W) : $W = 39784,67$ KN (Valeur extraite du logiciel ETABS)

Donc :

$$V_{sd} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} * W$$

Tableau V. 7: force sismique

sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
X-X	0,3	1,69	1,2	4	39784,67	6051,25	4841
Y-Y	0,3	1,71	1,2	4	39784,67	6122,86	4898,29

Il faut que :

$$V_{dynamique} \geq 0.8V_{statique} \text{ cela dans les deux sens.}$$

Tableau V. 8: Vérification de l'effort tranchant

	V _{dynamique}	0.8V _{statique}	Observation
Sens X-X	5063,17	4841	vérifiée
Sens Y-Y	5313,48	4898,29	vérifiée

V.8 Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées, concerne les déplacements latéraux inter-étage.

L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée [5] :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Tableau V. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Niveau	Elévation (mm)	X-dir (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1%h étage (mm)	r%
10	37,4	71,67	4	286,66	27,42	3300	33	83,10
9	34,1	64,81	4	259,24	29,42	3300	33	89,14
8	30,8	57,46	4	229,82	30,80	3300	33	93,33
7	27,5	49,76	4	199,02	31,61	3300	33	95,78
6	24,2	41,85	4	167,42	31,61	3300	33	95,79
5	20,9	33,95	4	135,80	30,74	3300	33	93,16
4	17,6	26,27	4	105,06	28,97	3300	33	87,79
3	14,3	19,02	4	76,09	26,03	3300	33	78,88
2	11	12,51	4	50,06	20,84	3300	33	63,15
1	7,7	7,30	4	29,22	19,22	3850	38,5	49,92
RDC	3,85	2,50	4	10,00	10,00	3850	38,5	25,96

Tableau V. 10: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Niveau	Elévation (mm)	Y-dir (mm)	R	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h étage (mm)	1%h étage (mm)	r%
10	37,4	66,60	4	266,40	21,72	3300	33	65,81
9	34,1	61,17	4	244,69	23,80	3300	33	72,12
8	30,8	55,22	4	220,89	25,49	3300	33	77,25
7	27,5	48,85	4	195,40	27,01	3300	33	81,84
6	24,2	42,10	4	168,39	28,02	3300	33	84,90
5	20,9	35,09	4	140,37	28,06	3300	33	85,04
4	17,6	28,08	4	112,31	27,58	3300	33	83,59
3	14,3	21,18	4	84,72	25,89	3300	33	78,46
2	11	14,71	4	58,83	22,90	3300	33	69,41
1	7,7	8,98	4	35,93	22,80	3850	38,5	59,21
RDC	3,85	3,28	4	13,13	13,13	3850	38,5	34,11

❖ Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée. [5]

V.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [5] :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V. 11: Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axes X-X

Niveau	P(KN)	Δk(mm)	EX(KN)	H(mm)	θ	limite	R(%)
10	2296,98	27,42	774,52	3300	0,0246	0,1	25
9	5415,67	29,42	1590,94	3300	0,0303	0,1	30
8	8590,48	30,80	2175,64	3300	0,0369	0,1	37
7	11765,29	31,61	2595,98	3300	0,0434	0,1	43
6	14940,10	31,61	2919,06	3300	0,0490	0,1	49
5	18128,86	30,74	3218,51	3300	0,0525	0,1	52
4	21317,62	28,97	3526,86	3300	0,0531	0,1	53
3	24506,38	26,03	3835,14	3300	0,0504	0,1	50
2	29627,86	20,84	4305,91	3300	0,0435	0,1	43
1	34792,35	19,22	4722,53	3850	0,0368	0,1	37
RDC	39784,67	10,00	4947,93	3850	0,0209	0,1	21

Tableau V. 12: Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axes Y-Y

Niveau	P(KN)	Δk(mm)	EY(KN)	H(mm)	θ	limite	R(%)
10	2296,98	21,72	782,18	3300	0,0182	0,1	18
9	5415,67	23,80	1635,80	3300	0,0233	0,1	23
8	8590,48	25,49	2281,45	3300	0,0286	0,1	29
7	11765,29	27,01	2784,98	3300	0,0342	0,1	34
6	14940,10	28,02	3195,24	3300	0,0394	0,1	39
5	18128,86	28,06	3547,16	3300	0,0432	0,1	43
4	21317,62	27,58	3872,13	3300	0,0458	0,1	46
3	24506,38	25,89	4171,79	3300	0,0459	0,1	46
2	29627,86	22,90	4613,19	3300	0,0444	0,1	44
1	34792,35	22,80	5005,01	3850	0,0410	0,1	41
RDC	39784,67	13,13	5203,78	3850	0,0260	0,1	26

V.10 Vérification de palées de stabilité :

$$r = \frac{V_{portique}}{V_{structure}} > 25\%$$

Tableau V. 13: Vérification de palées de stabilité

Niveau	Vx	Vx	R	Vy	Vy	R	Observation
	structure	Portique		structure	portique		
10	774,51	343,25	44,32	782,18	500,67	64,4	Vérifier
9	1590,94	728,51	45,79	1635,79	1062,88	64,97	Vérifier
8	2175,64	1055,79	48,50	2281,45	1464,42	64,18	Vérifier
7	2595,98	1336,24	51,42	2784,98	1749,14	62,80	Vérifier
6	2919,06	1564,77	53,60	3195,24	1981,47	62,01	Vérifier
5	3218,51	1736,44	54,57	3547,13	2190,79	61,76	Vérifier
4	3526,86	1922,47	54,50	3872,13	2379,22	61,44	Vérifier
3	3835,14	2070	53,97	4171,78	2552,80	61,19	Vérifier
2	4305,91	2295,62	53,31	4613,18	2852,62	61,83	Vérifier
1	4722,53	2497,64	52,88	5005,00	3139,16	62,72	Vérifier
RDC	4947,93	2622,37	53	5203,70	3260,74	62,66	Vérifier

$$r = \frac{P_{cv}}{P_{total}} < 20\%$$

Tableau V. 14: Vérification de palées de stabilité

Niveau	P _{total}	P _{cv}	R	Observation
10	2551,53	90,87	3,56	Vérifier
9	6363,13	181,73	2,86	Vérifier
8	10248,55	272,59	2,66	Vérifier
7	14133,98	363,46	2,57	Vérifier
6	18019,40	454,32	2,52	Vérifier
5	21918,77	545,18	2,48	Vérifier
4	25818,14	636,05	2,46	Vérifier
3	29717,51	726,91	2,44	Vérifier
2	36239,73	837,49	2,31	Vérifier
1	4280,96	958,77	2,23	Vérifier
RDC	49216,24	1080,04	2,19	Vérifier

❖ Structure 2 :

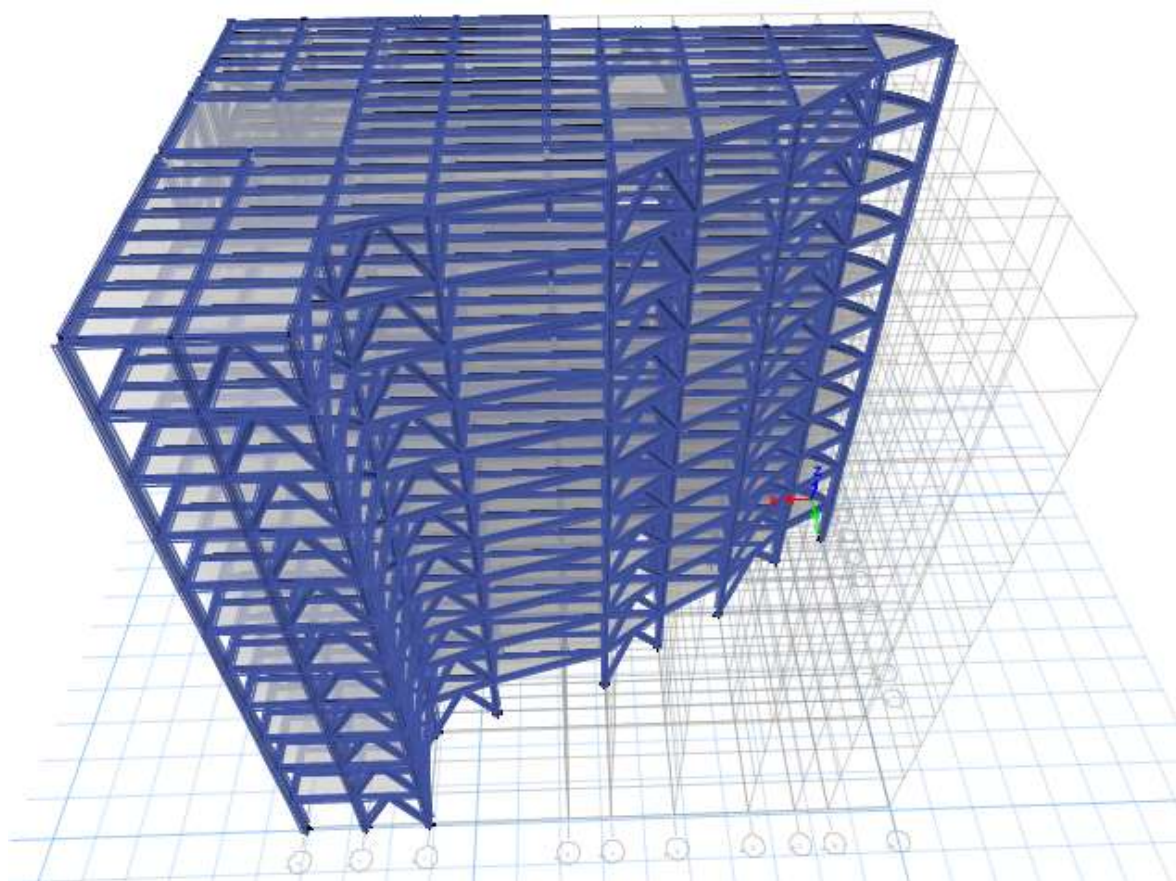


Figure V. 10: Structure avec palées triangulées en X et en V.

Tableau V. 15: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final

Mode	Période	UX	UY	UZ	sumUX	sumUY
1	1,075	0,6697	0,045	0	0,6697	0,045
2	0,819	0,0388	0,6649	0	0,7085	0,7098
3	0,616	0,0013	0,026	0	0,7098	0,7358
4	0,297	0,1782	0,0111	0	0,888	0,747
5	0,225	0,0161	0,1572	0	0,9042	0,9042
6	0,174	0,004	0,0012	0	0,9045	0,9054
7	0,147	0,0496	0,0039	0	0,9541	0,9093
8	0,111	0,0058	0,0416	0	0,9599	0,9509
9	0,096	0,0177	0,0026	0	0,9776	0,9535
10	0,087	2,61 ^E -05	0,0002	0	0,9776	0,9538
11	0,073	0,0076	0,0107	0	0,9853	0,9645
12	0,071	0,0046	0,0086	0	0,9899	0,9731

d- Résultat de l'analyse dynamique (modèle final)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1,075s$.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% dans le 5^{ème} mode suivant les deux sens
 - Remarque : ce modèle est satisfaisant vis –vis le comportement de la structure et la période fondamentale.

V.11 Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : [5]

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$C_T = 0,05$ Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

$h_N = 37.4\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 35,15 \text{ m} \rightarrow T'_x = 0.567 \text{ sec} \\ D_y = 24.8\text{m} \rightarrow T'_y = 0.675\text{sec} \end{array} \right.$$

D'après la formule (1) :

$T_{\text{exp}} = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$

$T_{\text{exp}} = 0.05 * 37.4^{\frac{3}{4}} = 0.756 \text{ sec}$

$T = 1,3T = 0.983 \text{ s}$ dans les deux directions.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- sens (x-x) : } T_x = \min (0,567 ; 0,983) = 0,567\text{sec} \\ \text{- sens (y-y) : } T_y = \min (0,675 ; 0,983) = 0,675\text{sec} \\ 1,3 \times T_x = 0,737\text{s.} \\ 1,3 \times T_y = 0,878\text{s.} \end{array} \right.$$

V.12 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

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

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.

Tableau V. 16: Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
1B	0,08	0,15	0.30

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen

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).

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7[5].

Catégorie du site : S_3 site meuble

Tableau V. 17: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

On n'a dans le cas de : $T_{\text{analytique}} > 1,3T_{\text{empirique}}$

$$T = 1,075 \text{ (s)} > 0,737 \text{ (s)}$$

$$T = 1,075 \text{ (s)} > 0,877 \text{ (s)}$$

$$T = 1,3T_{\text{analytique}}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes : Donc on est dans le 2^{ème} cas où

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

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

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement = 5% $\Rightarrow \eta = 1$.

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,737} \right)^{2/3} = 1,93. \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,877} \right)^{2/3} = 1,71. \end{cases}$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure

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.

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par contreventements mixtes en V et en X donc on a choisi un coefficient de comportement ($R = 4$).

- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation

- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [5].

Tableau V. 18: Facteurs de qualité

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{//xx} = 1,2 \\ Q_{//yy} = 1,2 \end{array} \right.$$

V.13 Vérification de l'effort tranchant

Le poids de la structure (W) : W = 37566,68KN (Valeur extraite du logiciel ETABS)

Donc :

$$V_{sd} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} * W$$

Tableau V. 19: force sismique

sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
X-X	0,3	1,93	1,2	4	37566,68	6525,33	5220,27
Y-Y	0,3	1,71	1,2	4	37566,68	5781,51	4625,21

Il faut que :

$$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}} \quad \text{cela dans les deux sens.}$$

Tableau V. 20: Vérification de l'effort tranchant

	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8V_{\text{statique}}$	Observation
Sens X-X	5013,96	5220,27	Non vérifiée
Sens Y-Y	5660,73	4625,21	vérifiée

- Il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (force, déplacement, moment)

Par la valeur de rapport $r_x=1,04$

Tableau V. 21: Vérification de l'effort tranchant

	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8V_{\text{statique}}$	Observation
Sens X-X	5264,66	5220,27	vérifiée
Sens Y-Y	5660,73	4625,21	vérifiée

V.14 Vérification des déplacements inter étage :

Tableau V. 22: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Niveau	Elevation (mm)	X-dir (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1%h étage (mm)	r%
10	37,4	68,26	4	273,02	25,77	3300	33	78,08
9	34,1	61,81	4	247,25	27,47	3300	33	83,24
8	30,8	54,95	4	219,78	28,64	3300	33	86,78
7	27,5	47,79	4	191,15	29,32	3300	33	88,84
6	24,2	40,46	4	161,83	29,38	3300	33	89,02
5	20,9	33,11	4	132,46	28,72	3300	33	87,04
4	17,6	25,93	4	103,73	27,22	3300	33	82,47
3	14,3	19,13	4	76,52	24,66	3300	33	74,72
2	11	12,97	4	51,86	21,11	3300	33	63,98
1	7,7	7,69	4	30,75	19,95	3850	38,5	51,82
RDC	3,85	2,70	4	10,80	10,80	3850	38,5	28,04

Tableau V. 23: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Niveau	Elévation (mm)	Y-dir (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1%h étage (mm)	r%
10	37,4	59,33	4	237,30	21,72	3300	33	67,81
9	34,1	53,73	4	214,93	23,80	3300	33	71,88
8	30,8	47,80	4	191,21	25,49	3300	33	74,46
7	27,5	41,66	4	166,64	27,01	3300	33	76,12
6	24,2	35,38	4	141,52	28,02	3300	33	76,24
5	20,9	29,09	4	116,36	28,06	3300	33	74,40
4	17,6	22,95	4	91,80	27,58	3300	33	70,85
3	14,3	17,11	4	68,42	25,89	3300	33	65,01
2	11	11,74	4	46,97	22,90	3300	33	56,93
1	7,7	7,05	4	28,18	22,80	3850	38,5	47,10
RDC	3,85	2,51	4	10,05	13,13	3850	38,5	26,11

❖ Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée [5].

V.15 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)**Tableau V. 24: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axes X-X**

Niveau	P(KN)	Δk (mm)	EX(KN)	H(mm)	θ	limite	R(%)
10	4013,37	25,77	1166,35	3300	0,0269	0,1	27
9	7347,36	27,47	1938,19	3300	0,0316	0,1	32
8	10692,71	28,64	2525,23	3300	0,0367	0,1	37
7	14038,06	29,32	2989,60	3300	0,0417	0,1	42
6	17383,37	29,38	3378,14	3300	0,0458	0,1	46
5	20739,15	28,72	3727,13	3300	0,0484	0,1	48
4	24094,94	27,22	4051,23	3300	0,0491	0,1	49
3	27358,35	24,66	4345,18	3300	0,0470	0,1	47
2	30704,98	21,11	4611,76	3300	0,0426	0,1	43
1	34101,89	19,95	4831,74	3850	0,0366	0,1	37
RDC	37566,68	10,80	4957,16	3850	0,0213	0,1	21

Tableau V. 25: Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axes Y-Y

Niveau	P(KN)	Δk(mm)	EY(KN)	H(mm)	θ	limite	R(%)
10	4013,37	21,72	1202,59	3300	0,0226	0,1	18
9	7347,36	23,80	2041,39	3300	0,0259	0,1	23
8	10692,71	25,49	2714,45	3300	0,0293	0,1	29
7	14038,06	27,01	3275,28	3300	0,0326	0,1	34
6	17383,37	28,02	3751,65	3300	0,0353	0,1	39
5	20739,15	28,06	4163,24	3300	0,0371	0,1	43
4	24094,94	27,58	4527,50	3300	0,0377	0,1	46
3	27358,35	25,89	4836,12	3300	0,0368	0,1	46
2	30704,98	22,90	5096,92	3300	0,0343	0,1	44
1	34101,89	22,80	5301,01	3850	0,0303	0,1	41
RDC	37566,68	13,13	5403,04	3850	0,0182	0,1	26

V.16 Vérification de palées de stabilité :

$$r = \frac{V_{portique}}{V_{structure}} > 25\%$$

Tableau V. 26: Vérification de palées de stabilité

Niveau	Vx	Vx	R	Vy	Vy	R	Observation
	structure	Portique		structure	portique		
10	1166,35	663,02	56,84	1202,58	889,2	73,94	Vérifier
9	1938,19	1062,06	54,79	2041,39	1509,21	73 ,93	Vérifier
8	2525,23	1422,36	56,32	2714,45	1998,81	73,63	Vérifier
7	2989,60	1735,16	58,03	3275,28	2399,79	73,26	Vérifier
6	3378,14	2015,23	59,65	3751,65	2747,54	73,23	Vérifier
5	3727,13	2266,77	60,8	4163,24	3057,01	73,42	Vérifier
4	4051,23	2493,08	61,53	4527,49	3335,54	73,67	Vérifier
3	4345,18	2685,94	61,81	4836,12	3582,91	74,08	Vérifier
2	4611,76	2860,67	62,00	5096,92	3807,79	74,70	Vérifier
1	4831,74	3010,5	62,3	5031,00	3979,63	79,10	Vérifier
RDC	4957,16	3100,01	62,5	5403,04	4049,26	74,94	Vérifier

$$r = \frac{P_{cv}}{P_{total}} < 20\%$$

Tableau V. 27: Vérification de palées de stabilité

Niveau	P_{total}	P_{cv}	R	Observation
10	4354,01	127,26	2,92	Vérifier
9	8148,85	254,47	3,12	Vérifier
8	11955,06	381,65	3,19	Vérifier
7	15761,25	508,82	3,22	Vérifier
6	19567,41	635,96	3,25	Vérifier
5	23384,05	763,06	3,26	Vérifier
4	27200,69	890,16	3,27	Vérifier
3	31046,93	1017,22	3,28	Vérifier
2	35134,31	1144,23	3,25	Vérifier
1	39271,98	1281,38	3,26	Vérifier
RDC	43639,4	1419,83	3,25	Vérifier

V.17 Comparaison entre l'effort sismique et l'effort du vent (pour la Structure 1)

Effort du vent déjà calculé :

$$\begin{cases} R_x=461,42\text{KN} \\ R_y=498,07\text{KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \text{Effort sismique } E_x=6051,25\text{KN} > \text{Effort du vent } R_x=461,42\text{KN} \\ \text{Effort sismique } E_y=6122,86\text{KN} > \text{Effort du vent } R_y=498,07\text{KN} \end{cases}$$

- Remarque

On remarque que les résultats des actions de vent sont négligeables par rapport à celles du séisme qui sont très importants. Pour le reste de l'étude, seulement les résultats des actions sismiques vont être prise en considération.

V.18 Justification de la largeur des joints sismique [5]

$$d_{\min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40\text{mm}$$

- δ1 le déplacement maximale de la Structure 1.
- δ2 le déplacement maximale de la Structure 2.

$$d_{\min} = 15 + (31,61 + 29,28) = 76\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

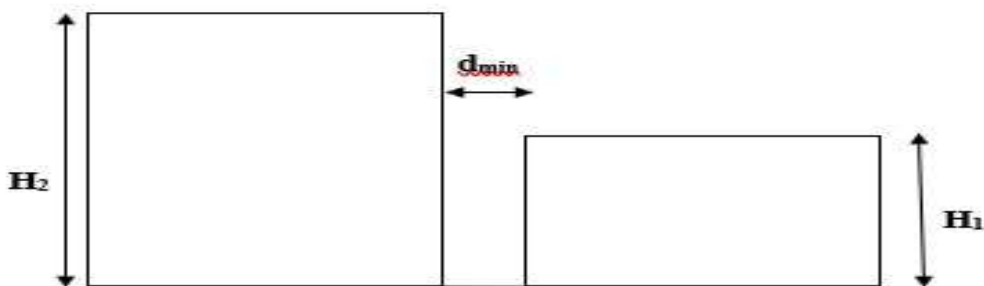


Figure V. 11: largeur minimum du joint sismique.

V.19 Conclusion

Dans ce chapitre, on na modéliser et vérifier les deux structures par les étapes suivants :

- 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 l'effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'amplification de ce

obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.

- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet $P-\Delta$ pour la stabilité de structure.
- Vérifier la palée de stabilité.
- Justification de joint sismique.

CHAPITRE VI :
VERIFICATION DES ELEMENTS
DE L'OSSATURE

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

IV.1 Introduction

La vérification des éléments de l'ossature d'un Hôtel (élément fléchis et/ou comprimés) exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité doit être assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement par flexion).
- Le déversement : il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

IV.2 Exploitation des résultats

Selon la structure du bâtiment étudié on a vérifié 3 groupes d'éléments (poteau, poutre contreventement).

VI.2.1 Vérification des poteaux

1. Hypothèse de calcul

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

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

- Cas 1 : une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.
- Cas 2 : une moment $M_{y,sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.
- Cas 3 : une moment $M_{z,sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

2. Les combinaisons de charge

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

a) Pour les poteaux et les poutres

- 1,35G+1,5Q.
- G+Q ±E.
- 0,8G±E.

- Le ratio 'r'

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

- Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{sd,y}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\S 5.51.[2])$$

Où :

$$N_{pl} = A \times f_y \quad M_{pl} = W_{pl} \times f_y \quad \gamma_{M1} = 1,1 \quad f_y = 275 \text{ MPa.}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Avec} \quad K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90.$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Avec} \quad K_z \leq 1,5.$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{Avec} \quad \mu_z \leq 0,90.$$

$$\chi = 1 / \left(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \Phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}.$$

χ_y, χ_z : Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

- Détermination la longueur de flambement

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{\ell_K}{\ell_0} = \left[\frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux $= \frac{I}{H}$.

$K_{poutres}$: rigidité des poutres $= \frac{I}{L}$.

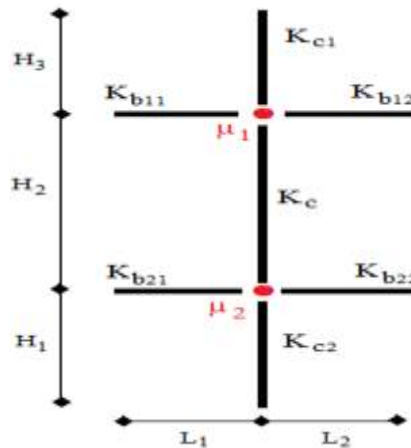


Figure VI. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.

- 1^{ER} cas : N_{sd}^{max} , $M_{sdy}^{corr.1}$, $M_{sdz}^{corr.2}$

Les résultats donnés par le logiciel **ETABS** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 1: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	N_{sd}^{max} (KN)	$M_{sdy}^{corr.1}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
9 ^{ème} +10 ^{ème}	G+Q+EY	460,32	95,48	17,44
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	ELU	1293,76	37,56	17,36
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	G+Q+EX	2308,82	45,85	42,68
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _x	3761,28	80,61	6,64

Tableau VI. 2: Vérification du poteau au flambement composé

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	k_y	k_z		
9 ^{ème} +10 ^{ème}	HEA400	0,21	0,47	0,89	1,02	1	0,36	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA450	0,19	0,48	0,89	1,05	1,07	0,39	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 500	0,17	0,47	0,89	1,03	1,11	0,74	Vérifiée
RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}	HEA 550	0,13	0,41	0,92	0,93	1,04	0,86	Vérifiée

- 2^{ème} cas : M_{sdy}^{max} , $N_{sd}^{corr.1}$, $M_{sdz}^{corr.2}$

Tableau VI. 3: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	M_{sdy}^{max} (KN.m))	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
9 ^{ème} +10 ^{ème}	Q+G+E _y	107,78	235,13	21,68
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _y	132,33	728,74	19,65
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _y	192,49	1797,23	19,88
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _y	279,35	2671,32	16,27

Tableau VI. 4: Vérification du poteau au flambement composé

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	\mathcal{X}_{min}	k_y	k_z		
9 ^{ème} +10 ^{ème}	HEA400	0,21	0,47	0,89	1,01	1,01	0,34	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA450	0,19	0,48	0,89	1,02	1,03	0,36	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 500	0,17	0,47	0,89	1	1,08	0,68	Vérifiée
RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}	HEA 550	0,13	0,41	0,92	1	1	0,85	Vérifiée

- 3^{ème} cas : M_{sdz}^{max} , $N_{sd}^{corr.1}$, $M_{sdy}^{corr.2}$

Tableau VI. 5: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	M_{sdz}^{max} (KN.m)	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdy}^{corr.2}$ (KN.m)
9 ^{ème} +10 ^{ème}	Q+G+E _x	66,24	65,43	10,83
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _x	65,35	693,99	6,67
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _x	68,86	846,38	9,77
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _x	43,96	1182,12	3,59

Tableau VI. 6: Vérification du poteau au flambement composé

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	\mathcal{X}_{min}	k_y	k_z		
9 ^{ème} +10 ^{ème}	HEA400	0,21	0,47	0,89	1	1	0,34	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA450	0,19	0,48	0,89	1,02	1,03	0,21	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 500	0,17	0,47	0,89	1,04	1,05	0,51	Vérifiée
RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}	HEA 550	0,13	0,41	0,92	1,02	1,01	0,41	Vérifiée

- Exemple de calcul :
- Poteau HEA 550(RDC)

Le poteau central le plus sollicité

$$\text{HEA500} \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 3761,28 \text{ KN.} \\ M_{sd,y} = 80,61 \text{ KN.m.} \\ M_{sd,z} = 6,64 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

- Vérification du flambement :
- Suivant y-y

[15]

$$K_{\text{poteau}} = \frac{111900}{385} = 290,65 \text{ cm}^3.$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{13670}{580} = 23,57 \text{ cm}^3.$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{2769}{450} = 6,15$$

$$\eta_1 = 0,8.$$

$$\eta_2 = 0 \quad (\text{Les poteaux de RDC sont encastés au niveau du sol}).$$

$$L_{fy} = 2,66 \text{ m.}$$

$$L_{fz} = 2,53 \text{ m.}$$

➤ Calcul de χ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{266}{22,99} = 11,57.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{253}{7,15} = 35,38.$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe 2.}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,92 \Rightarrow \lambda_1 = 86,81.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,81} = 0,13 < 0,2 \quad \text{Pas de risque de flambement.} \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,81} = 0,41 > 0,2 \quad \text{Il y a risque de flambement.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \end{array} \right.$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 > 1,2.$$

$$t_f \leq 40\text{mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe de flambement (Z-Z) } b \Rightarrow \alpha = 0,34. \\ \text{Courbe de flambement (Y-Y) } a \Rightarrow \alpha = 0,21. \end{array} \right.$$

$$\Phi_y = 0,50 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0,62.$$

$$\chi_y = 1,07 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0,92 \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,92.$$

➤ Calcul de K_y et K_z

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

$$\mu_y = \frac{1}{\lambda_y} \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,90.$$

Avec : β_{My} ; β_{Mz} : Facteur de moment uniforme équivalent.

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \quad \text{Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \longrightarrow \varphi_y = \frac{119,20}{195,73} = 0,60.$$

$$\beta_{My} = 1,38.$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \longrightarrow \varphi_z = \frac{13,41}{17,73} = 0,75.$$

$$\beta_{Mz} = 1,27.$$

Avec:

$$W_{ply} = 4622\text{cm}^3 \quad W_{ely} = 4146\text{cm}^3 \quad W_{plz} = 1107\text{cm}^3 \quad W_{elz} = 721,3\text{cm}^3$$

A.N

$\mu_y = -0,04 < 0,90$condition vérifiée.

$$k_y = 1 + \frac{0,04 \times 3761,28 \times 10^3}{1,07 \times 21180 \times 275} = 1,02 < 1,5$$

$\mu_z = -0,06 < 0,90$**condition vérifiée.**

$$k_z = 1 + \frac{0,06 \times 3761,28 \times 10^3}{0,88 \times 21180 \times 275} = 1,01 < 1,5$$

• Vérification

$$\frac{3761,28 \times 10^3}{0,92 \times 21180 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,2 \times 78,14 \times 10^6}{4622000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,1 \times 10,56 \times 10^6}{1107000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,86 < 1$$

condition vérifiée

• Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux.

VI.2.2 Vérifications des poutres

VI.2.2.1 Poutre principale

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

• 1^{ER} cas :

On prend la poutre **HEA 360**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur de la poutre principale la plus sollicitée.

Tableau VI. 7: Les valeurs de moment sollicitant

	Combinaison	M _{sd}
Appui	G+Q+Ey	270,70 KN.m
Mi-travée	G+Q+Ey	267,09 KN.m

Tableau VI. 8: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant

	Combinaison	V _{sd}
Appui	G+Q+Ey	343,24 KN
Mi-travée	G+Q+Ey	350,32 KN

- Vérification de la résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (§5.17.62[2])$$

$$M_{sd} = 270,70 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 522 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (§5.20.64[2])$$

$$V_{sd} = 350,32 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 707,25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 353,63 \text{ kN} > V_{sd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- Vérification de deversement

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{classe de section 1.}$$

$$\lambda_1 = 86,39.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{5,8}{7,43 \times 10^{-2}} \sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{5,8}{7,43 \times 10^{-2}} \times \frac{350}{17,5}\right]}$$

$$\lambda_{LT} = 63,46.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,73 < 0,4 \rightarrow$ il ya pas risque de deversement

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

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,73 - 0,2) + 0,73^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0,82$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,82 + \sqrt{0,82^2 - 0,73^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,83$$

$M_{bRd} = 433,26 \text{ KN.m} > M_{sd} = 270,70 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- 2^{émé} cas :

On prend la poutre **HEA 450**.

Tableau VI. 9: Les valeurs de moment sollicitant

	Combinaison	M_{sd}
Appui	ELU	599,77 KN.m
Mi-travée	ELU	372,87 KN.m

Tableau VI. 10: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant

	Combinaison	V_{sd}
Appui	ELU	295,62 KN
Mi-travée	ELU	43,20 KN

- Vérification de la résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{sd} = 599,77 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 804 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{sd} = 295,62 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 949,09 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 474,54 \text{ kN} > V_{sd} = 295,62 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- Vérification de deversement

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ classe de section 1.

$$\lambda_1 = 86,86.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{6}{7,29 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \right] \times \left[\frac{\frac{6}{7,29 \times 10^{-2}}}{\frac{440}{21}} \right]}}$$

$$\lambda_{LT} = 66,91.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,77 < 0,4 \rightarrow$ il ya pas risque de deversement

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

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,77 - 0,2) + 0,77^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0,85$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,77^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,90$$

$$M_{bRd} = 723,6 \text{ KN.m} > M_{sd} = 599,77 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.2.2 Poutre secondaire

On prend un **HEA320**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur (G+Q+Ex)

Tableau VI. 11: Les valeurs de moment sollicitant

	Combinaison	M _{sd}
Appui	G+Q+Ex	139,60 KN.m
Mi-travée	G+Q+Ex	83,12 KN.m

Tableau VI. 12: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant

	Combinaison	V _{sd}
Appui	G+Q+Ex	134,21 KN
Mi-travée	G+Q+Ex	24,86 KN

• Vérification de la résistance

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{744,6 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 186,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 139,60 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 186,15 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{275 \times 2518}{1,1 \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 363,44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$V_{sd} = 134,21 < 0,5V_{plrd} = 181,72 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• Vérification de deversement :

[10]

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ classe de section 1.

$$\lambda_1 = 86,81.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{4,50}{6 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{4,5}{\frac{6 \times 10^{-2}}{\frac{240}{12}}}\right]}}$$

$$\lambda_{LT} = 61,47.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,7 < 0,4 \rightarrow$ il y a pas un risque de deversement.

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

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,7 - 0,2) + 0,7^2].$$

$$\varphi_{LT} = 0,79.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,7^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,86.$$

$M_{bRd} = 160,09 \text{ KN.m} > M_{sd} = 139,60 \text{ KN.m}$**condition vérifiée.**

VI.2.3 Vérification de système de contreventements

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 sont :

- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité

❖ Dans la Direction X

Le profilé choisit 2UPN 300

- Contreventement en forme V

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$0,8G+1.25E_x : \quad N_{sd} = 804,16 \text{ KN.}$$

1- Vérfications à la traction simple

Il faut vérifier que :

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 804,16 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Vérfications à la compression simple

$$N_{sd} = 863,19 \text{ KN} \quad (G+Q+Ex)$$

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1.$$

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

$$L_f = \sqrt{3,85^2 + 2,25^2} = 4,5 \text{ m}$$

$$l_f = 4,5 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{450}{11,7} = 38,46.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{450}{2,90} = 155,17.$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,81} = 0,44.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2.$$

$$\Phi_y = 0,62.$$

$$\chi_y = 0,94.$$

$$N_{sd} = 863,16 \text{ kN} < \frac{0,94 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2763,6 \text{ KN.}$$

Condition Vérifiée.

- Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans résistance dissipative de l'ossature
- ❖ Dans la Direction Y :
Le profilé choisit 2UPN 300.
- Contreventement en forme X

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$(G+Q+1,25E_Y) : \quad N_{sd} = 848,98 \text{ KN}$$

3- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 848,98 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4- Vérifications à la compression simple

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 2,25 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{225}{11,7} = 19,23.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{225}{2,90} = 77,59.$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,81} = 0,22.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,53.$$

$$\chi_y = 0,98.$$

$$N_{sd} = 848,98 \text{ KN} < \frac{0,98 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2704,8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.3 Conclusion

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 13: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement

Etage	RDC 1 ^{er} 2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	6 ^{ème} 7 ^{ème} 9 ^{ème}	9 ^{ème} 10 ^{ème}
Poteaux	HEA550	HEA500	HEA450	HEA400
Poutre principale 1	HEA360			
Poutre principale 2	HEA450			
Poutre secondaire	HEA240			
Contreventement	En X 2UPN300 En V 2UPN300			
Solive	IPE200			

La structure étudiée est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles, définies réglementaire.

CHAPITRE VII :
CALCUL DES ASSEMBLAGES

CHAPITRE : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

VII.2 Modes d'assemblages

VII.2.1 Fonctionnement des assemblages

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

Les types d'assemblages sont :

a. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, On distingue deux types « Boulons ordinaires » et « Boulons à haute résistance ».

- Fonctionnement des boulons :
 - Boulons cisailés.
 - Boulons tendus.
 - Boulons cisailés et tendus.

Tableau VII. 1: Caractéristiques des boulons

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons								
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm)	400	400	500	500	600	600	800	1000

f_{yb} = Limite d'élasticité.

f_{ub} = Résistance ultime à la traction.

b. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage

à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

- L'assemblage se compose de plusieurs éléments :
 - Les abouts des pièces à assembler.
 - Les accessoires de fixation (cornières, platines,).
 - Les organes de fixation (boulons, rivet, soudure).

On a refait la modélisation de notre structure par logiciel Auto desk **ROBOT** (2019) pour faire les assemblages.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre - solive ;
- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage Pied de poteau ;
- Assemblage poteau – poteau (HEA) ;
- Assemblage contreventement X et V ;

Assemblage
Poteau poutre secondaire



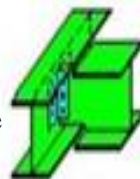
Assemblage
Poteau – Poteau



Assemblage
Contreventement



Assemblage
Poutre - Solive



Assemblage
Poteau Poutre principale



Assemblage
Pied de Poteau

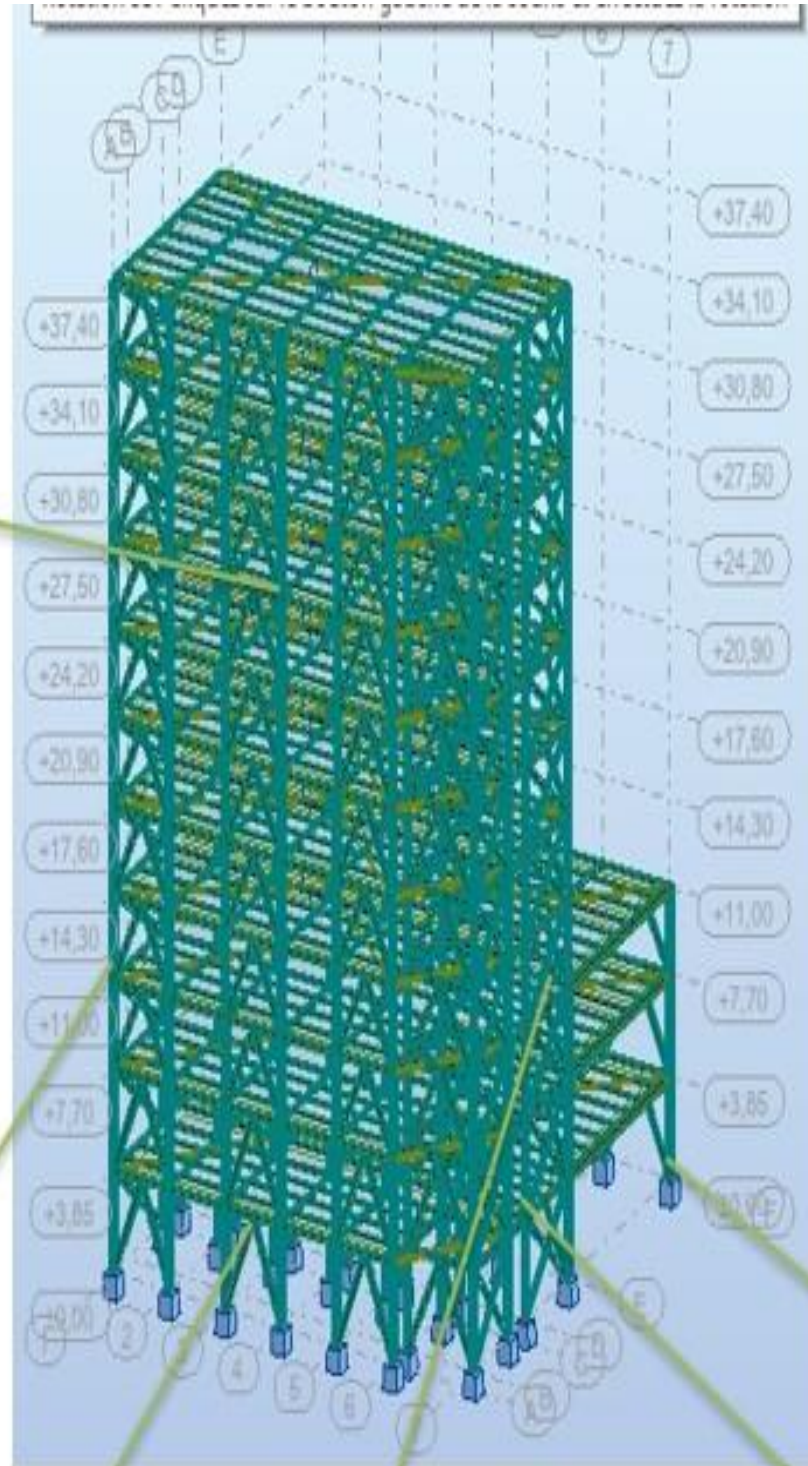


Figure VII. 1: Exemples des assemblages.

VII.3 Outils de calcul :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, nous avons utilisé comme références les cours de quatrième année [9] et d'autres documents qui sont basés sur les normes des **EUCROCODE 03** et **CCM**.

On a traité un exemple de calcul manuel pour 2 types d'assemblages (Poteau-poutre principale) et (poutre-solive), on a utilisé le logiciel **IDEA STATICA** pour calculer trois types d'assemblage et les autres seront calculés par le logiciel Ato desk **ROBOT**.

VII.3.1 Calcule manuelle : (Manière classique)

VII.3.1.1 Assemblage Poteau-Poutre :

Dans ce type d'assemblage on distingue 4 cas :

- Poteau HEA 400 avec poutre HEA360.
- Poteau HEA 450 avec poutre HEA360.
- Poteau HEA 500 avec poutre HEA360.
- Poteau HEA 550 avec poutre HEA360.

➤ Poteau HEA550 – Poutre HEA360

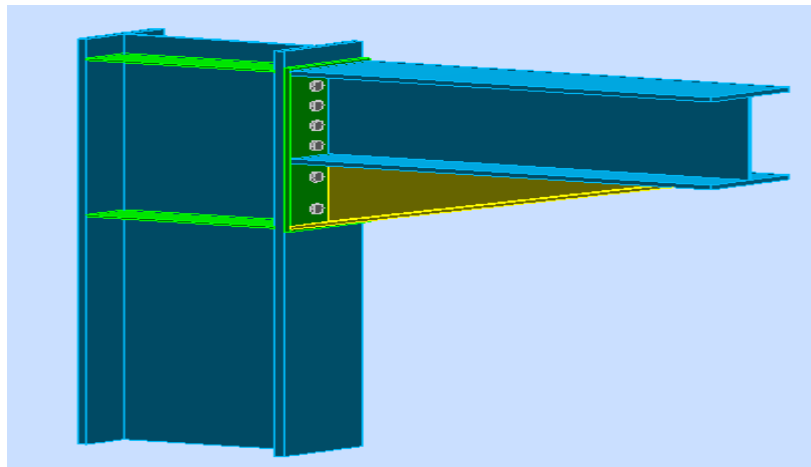


Figure VII. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre.

- **Assemblage bout à bout :**

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque.

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

✓ Poutre HEA 360:

$$h = 350\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 17.5\text{mm} \quad t_w = 10\text{mm} \quad A = 142.8\text{cm}^2$$

✓ Poteau HEA 550:

$$h = 540\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 24\text{mm} \quad t_w = 12.5\text{mm} \quad A = 211.8\text{cm}^2.$$

- Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant : par la poutre 299 dans le nœud 374

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 270.70 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 343.24 \text{ KN}$

1) Calcul de la soudure poutre HEA 360

- L'épaisseur du cordon sur semelle :

la nuance d'acier utilisé est S275 alors :

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 17.5 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 7.95 \text{ mm}$$

- L'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 10 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 4.54 \text{ mm}$$

On prend $a = 10 \text{ mm}$

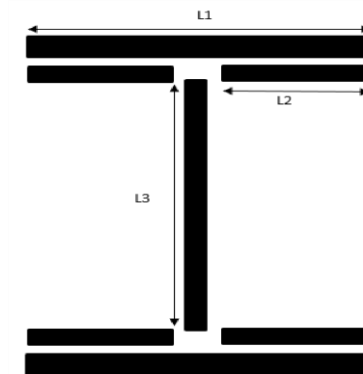


Figure VII. 3: Assemblage soudé poutre – platine.

$$L_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 145 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 315 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 18100 \text{ mm}^2$$

$$I_{ys} = 2l_1 \times a \times d_1^2 + 4l_2 \times a \times d_2^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} d_1 &= \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{540}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 275 \text{ mm.} \\ d_2 &= \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{540}{2} - 24 - \frac{10}{2} = 241 \text{ mm.} \end{aligned} \right.$$

$$I_{ys} = 2 \times 300 \times 10 \times 275^2 + 4 \times 145 \times 10 \times 241^2$$

$$I_{ys} = 790619800 \text{ mm}^4.$$

- Vérification de la soudure :

$$N_{sd} = 0 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 343.24 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 270.70 \text{ KN.m.}$$

- Effet de N_{sd} et V_{sd}

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow \sqrt{3 \left(\frac{343.24 \times 10^3}{2 \times 315 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

94.36 Mpa < 389.14 Mpacondition vérifiée.

- Effet de N_{sd} et M_{sd}

$$\sqrt{2 \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_s} \times \frac{h}{2} \right) \right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow \sqrt{2 \left[\left(\frac{270.70}{790.61 \times 10^6} \times \frac{540 \times 10^6}{2} \right) \right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

130.73 Mpa < 389, 14 Mpa.condition vérifiée

- 2) Vérification des boulons HR

- ❖ Choix de diamètre du boulon :

- Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$

- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$.

❖ Détermination du nombre de boulons nécessaires :

- Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{343,24 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 3,5$$

On prend $n = 12$ (boulons) **HR**.

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre $\varnothing = 20 \text{ mm}$ (**M20**), classe **10.9**.

- Disposition constructive :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 210\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \quad (6.5.1.4.[3])$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 210\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 78\text{mm} \quad p_1 = 75\text{mm}.$$

$$e_2 = 120\text{mm} \quad p_2 = 120\text{mm}.$$

- On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur des dimensions :

- ✓ Hauteur : $H = 250 \text{ mm}$
- ✓ Longueur : $I = 1000 \text{ mm}$
- ✓ Largeur : $W = 360 \text{ mm}$
- ✓ ép semelle : $t_f = 12 \text{ mm}$
- ✓ ép âme : $t_w = 8 \text{ mm}$

- On a ajouté aussi des raidisseurs d'une épaisseur $e_p = 8$ mm pour chaque un

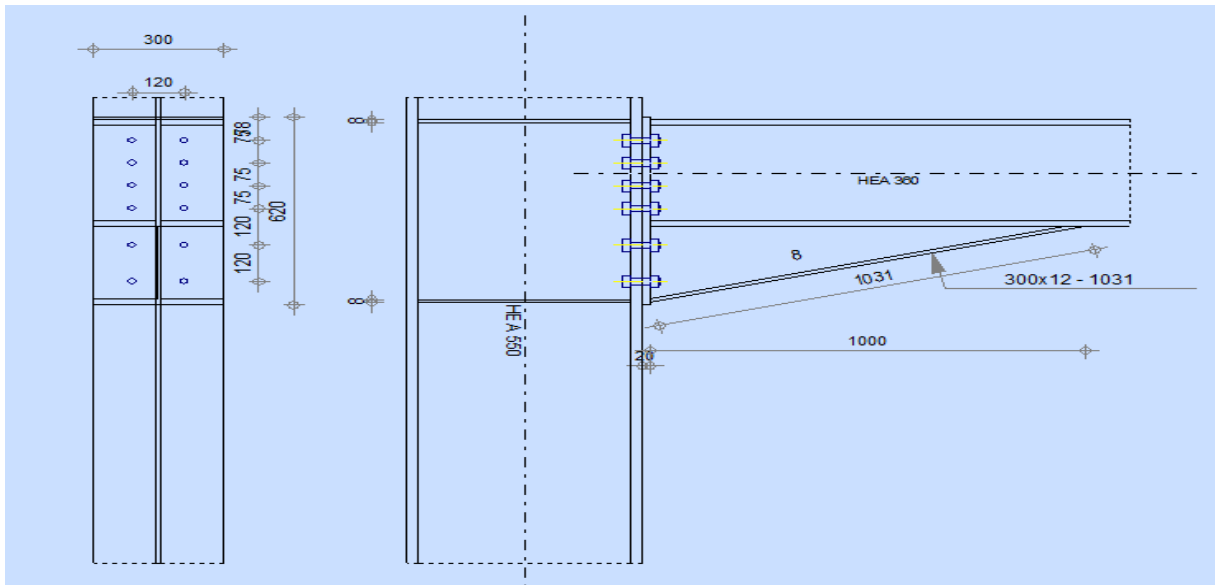


Figure VII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

❖ Détermination des efforts dans les boulons

a) L'espacement des éléments d'attache

$e_1 = 78\text{mm}$ $p_1 = 75\text{mm}$.

$e_2 = 120\text{mm}$ $p_2 = 120\text{mm}$.

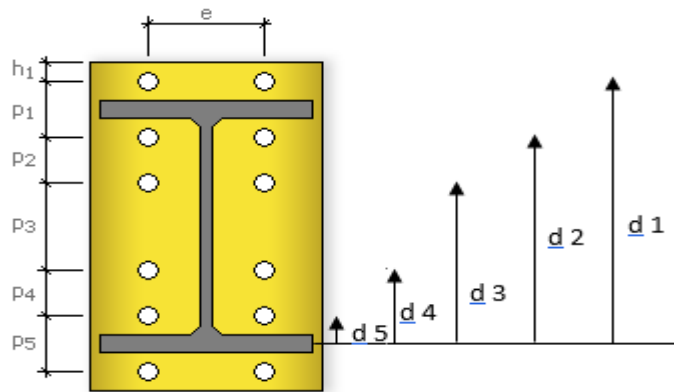


Figure VII. 5: Distribution des boulons.

$d_1 = 405\text{mm}$ $d_2 = 330\text{mm}$ $d_3 = 255\text{mm}$ $d_4 = 180\text{mm}$ $d_5 = 60\text{mm}$.

$\sum d_i^2 = 373950\text{ mm}^2$.

- Calcul de A_s

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 146.59 \text{ KN} \quad F_{m2} = 119.44 \text{ KN} \quad F_{m3} = 92.29 \text{ KN}$$

$$F_{m4} = 65.15 \text{ KN} \quad F_{m5} = 21.72 \text{ KN}$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.Cd} \quad \text{avec} \quad F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{F_{m1}}{0.7 f_{ub}} \longrightarrow A_s \geq \frac{146.59}{0.7 \times 1000} \longrightarrow A_s \geq 209.41 \text{ mm}^2$$

Le choix du boulon : **HR** $\phi 20$ (10.9) alors on prend $A_s = 245 \text{ mm}^2$.

$$\text{Donc : } F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 146.59 \text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Moment résistant effectif de l'assemblage :

Condition à vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = n F_p = 2 \times 0.7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 373950 \times 10^{-3}}{405} = 316.70 \text{ KN.m}$$

$$270.70 \text{ KN.m} \leq 316.70 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

- L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 343.24 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{343.24}{12} = 28.60 \text{ KN.}$$

- La résistance au glissement $F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

- ✓ $K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- ✓ $\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- ✓ $n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement.
- ✓ $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- ✓ $F_p = 171,5 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171,5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82,32 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 28.60 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 82,32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d) Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (2.2.3.[3])$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 12.5 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées boulons = 120 mm

$$F_{t,rd} = 275 \times 12.5 \times \frac{120}{1.1} = 375 \text{ KN.}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 540 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 24 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_t = \frac{270.70}{0,540 - 0,024} \Rightarrow F_t = 524.61 \text{ KN.}$$

$$F_t = 524.61 \text{ KN} > F_{t,Rd} = 375 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on ajoute des raidisseurs.

e) Résistance de l'âme de poteau en compression

Il faut vérifier que :

$$F_c \leq F_{CRd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre HEA360=17,5mm.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA550=24mm.

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm.

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$b_{eff} = 17,5 + 2 \times 20 + 5(24 + 27) = 312.5 \text{ mm.}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{343.24}{211.8 \times 10^{-4}} + \frac{270.70}{4146 \times 10^{-6}} = 81.49 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{c,Rd} = \frac{275 \times 17.5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1.1 \times \frac{81.49}{275}\right) \times 312.5}{1.1} = 1506.39 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{270.70}{0,540 - 0,024} = 524.61 \text{ KN}$$

$$F_c = 524.61 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 1506.39 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

f) Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $\Rightarrow h_p = 540 \text{ mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $\Rightarrow t_{wc} = 12,5 \text{ mm}$.

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 540 \times 12,5}{1,1} \times 10^{-3} = 978,75 \text{ KN.}$$

- L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} ; \quad h = 540 \text{ mm} ; \quad t_f = 24 \text{ mm.}$$


Donc :

$$F_v = \frac{270,70}{0,540 - 0,024} \Rightarrow F_v = 524,61 \text{ KN}$$

$F_v = 524,61 \text{ kN} \leq V_R = 978,75 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié.

- La note de calcul de ROBOT : (ANNEX 6)

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <hr/> <p style="text-align: center;">Ratio 0,72</p>
---	---	---

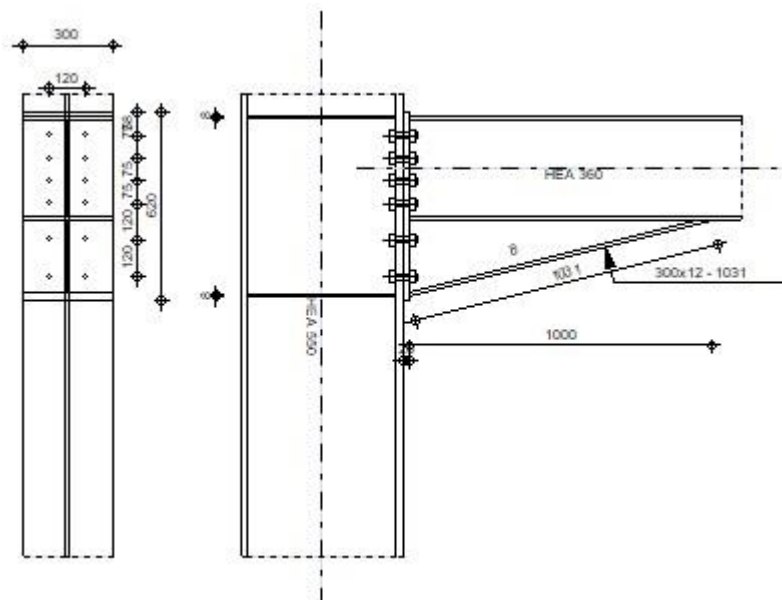


Figure VII. 6: Résultat de vérification d'assemblage de pied de poteau.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,72

VII.3.1.2 Assemblage Poutre - Solive :

Dans ce type d'assemblage on distingue 2 cas :

- Poutre HEA 360 avec solive IPE200.
- Poutre HEA 450 avec solive IPE200.

➤ Poutre HEA 360 - Solive IPE200

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. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

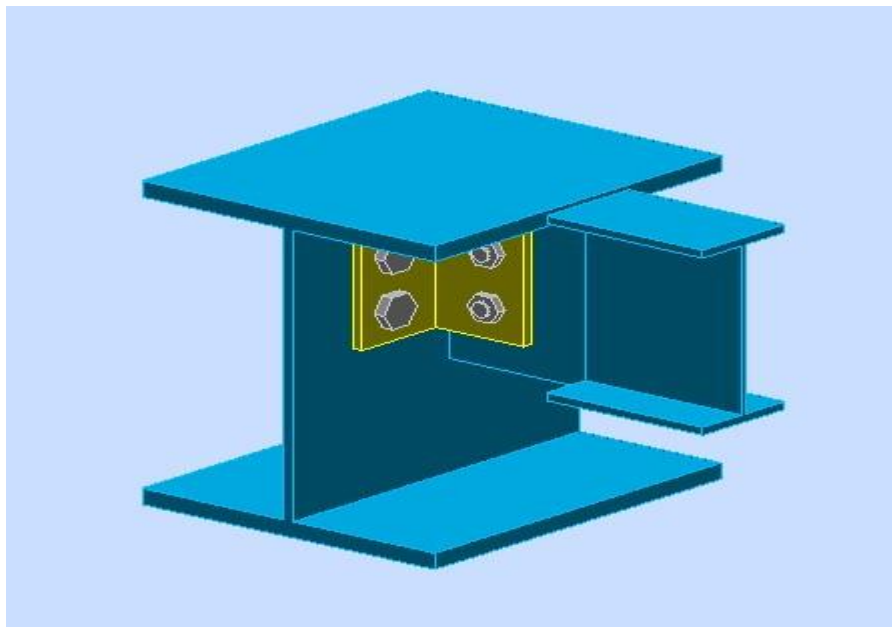


Figure VII. 7: Vue d'assemblage poutre solive IPE200-HEA360

- Assemblages par double cornière :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE200** avec l'âme de la poutre en **HEA360**, avec une file verticale de deux boulons.

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

✓ Poutre HEA 360

$H = 350 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_w = 10 \text{ mm}$; $t_f = 17.5 \text{ mm}$; $A = 142.8 \text{ cm}^2$

✓ Solive IPE 200

$H = 200 \text{ mm}$; $b = 100 \text{ mm}$; $t_w = 5.6 \text{ mm}$; $t_f = 8.5 \text{ mm}$; $A = 28.48 \text{ cm}^2$

- Efforts sollicitant :

L'effort sollicitant : par la poutre 1694 dans le nœud 1417.

- Effort tranchant : $V_{sd} = 46.16 \text{ KN}$

3) Vérification des boulons HR

a. Choix de diamètre du boulon :

Cornière $100 \times 100 \times 10 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 10 \text{ mm}$

- $t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$.
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$.
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$.

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\phi = 20 \text{ mm}$, classe 8.8HR.

b. Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ($\phi 20$) de classe 8.8.

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}.$$

c. Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \quad (6.5.1.4.[3])$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} \quad p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65 \text{ mm} \quad p_2 = 0 \text{ mm}$$

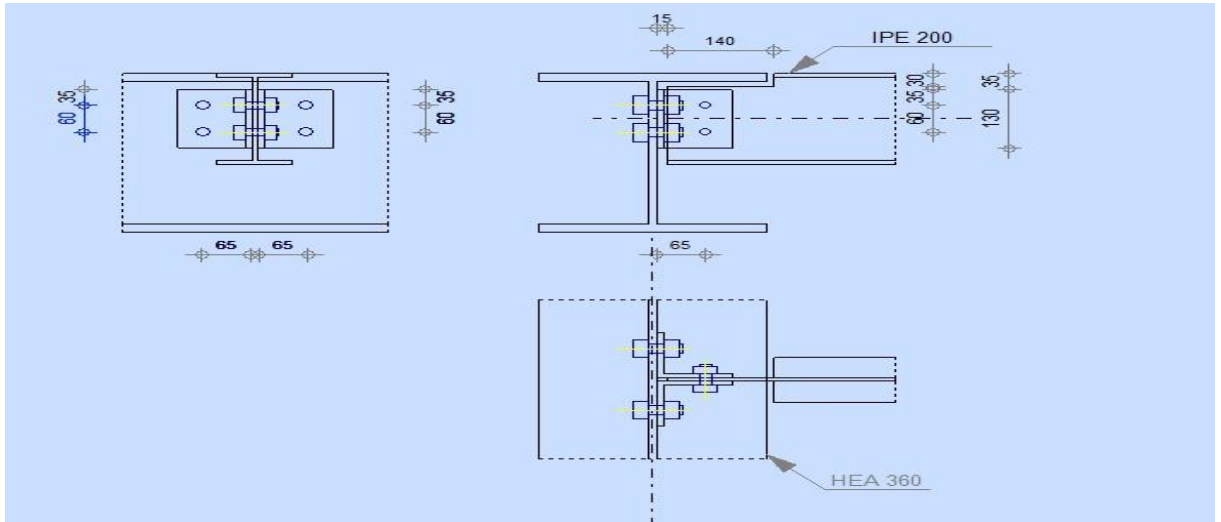


Figure VII. 8: Schéma d'assemblage solive-poutre.

d. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tab. 6.5.3. [3]})$$

- Section résistante en traction : $A = 314 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 314}{1,25} \times 10^{-3} = 120,57 \text{ KN.}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 120,57 = 241,15 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 46,16 \text{ KN} < F_{v,rd} = 241,15 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tab. 6.5.3. [3]})$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

f_u : La résistance à la traction des cornières.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,53 ; 0,66 ; 2,19 ; 1) = 0,53.$$



$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,53 \times 365 \times 20 \times 10}{1,25} = 77.38 \text{ KN.}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 23.08 \text{ KN} < F_{brd} = 77.38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

- La note de calcule de ROBOT : (ANNEX 8)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

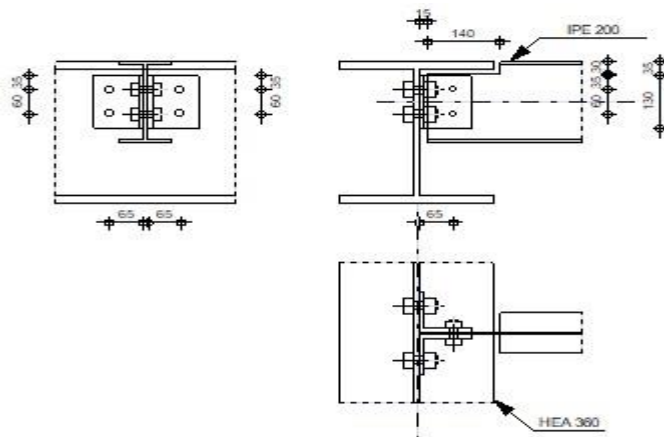


Figure VII. 9: Résultat de vérification d'assemblage de pied de poteau.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,40

VII.3.2 Calcule avec ROBOT :

VII.3.2.1 Assemblage pied de poteau :

➤ Pied de poteau HEA550 :

La base de poteau a le rôle d'assuré la transmettre au massif de fondation les efforts développés dans les poteaux. Elle constitue une platine en acier assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le

porteur de la section de profilé constituant le poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

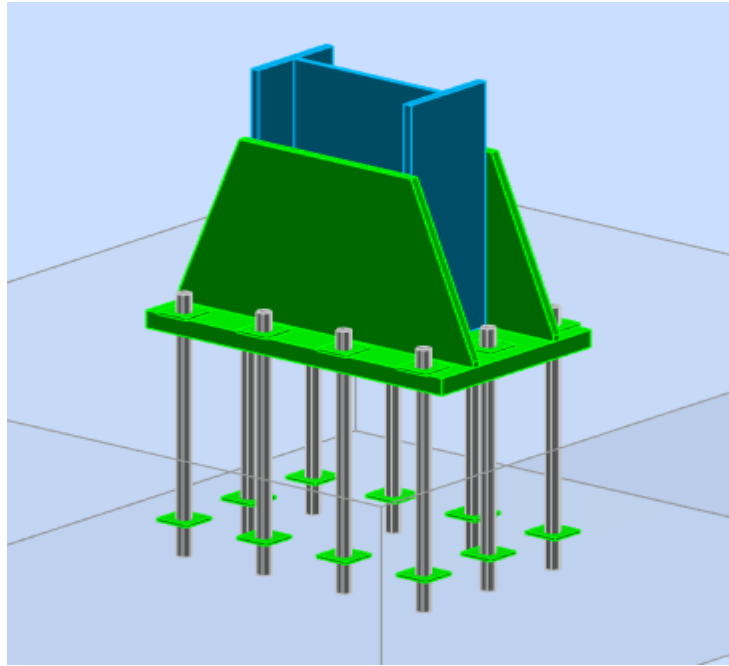


Figure VII. 10: Vue d'assemblage pied de poteau HEA550

- La plaque d'assise (La platine d'extrémité) :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section du profilé constituant le poteau.

- Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'apposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage.

- La contre platine :

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation .la contre platine a deux fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

- La bêche : (non utiliser)

La bêche est un tronçon de profile souder sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau.

VII.3.3 Calcul avec IDEA STATICA

VII.3.3.1 Assemblage de continuité Poteau HEA450-HEA400

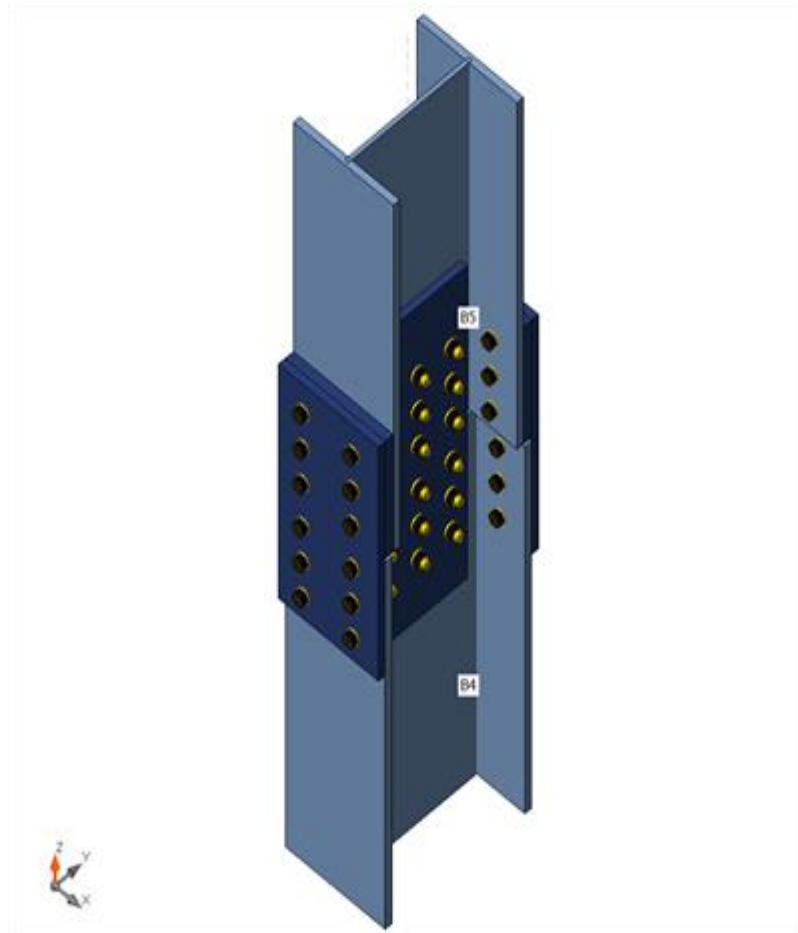


Figure VII. 12: Vue d'assemblage Poteau HEA450 Poteau HEA400.

- Sections transversales

Nom	Matériau
10 - HEA450	ACIER E28
9 - HEA400	ACIER E28

- 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)

Distribution des efforts pour chaque boulon

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
ELU	B4	322,1	-0,3	-6,6	0,0	-10,9	0,4
	B5	-145,1	0,1	4,8	0,0	-8,3	0,4
G+Q+1.5EX	B4	125,9	-0,5	-2,1	0,0	-2,8	-0,9
	B5	-153,8	-0,7	1,7	0,0	-8,0	0,7
G+Q-1.5EX	B4	332,6	0,1	-7,3	0,0	-12,7	1,5
	B5	-52,6	0,8	5,0	0,0	-3,7	-0,1
G+Q+1.5EY	B4	393,5	-0,3	-2,5	0,0	-2,6	0,6
	B5	-44,3	0,3	1,6	0,0	-1,5	0,4
G+Q-1.5EY	B4	65,0	-0,2	-6,9	0,0	-12,9	0,0
	B5	-162,1	-0,1	5,1	0,0	-10,2	0,2
0.8G+1.5EX	B4	12,9	-0,4	0,2	0,0	1,0	-1,0
	B5	-102,5	-0,7	-0,1	0,0	-4,9	0,5
0.8G-1.5EX	B4	219,6	0,2	-4,9	0,0	-8,8	1,3
	B5	-1,4	0,8	3,2	0,0	-0,6	-0,3
0.8G+1.5EY	B4	280,5	-0,2	-0,1	0,0	1,2	0,5
	B5	7,0	0,2	-0,2	0,0	1,6	0,2
0.8G-1.5EY	B4	-48,0	-0,1	-4,6	0,0	-9,1	-0,2
	B5	-110,9	-0,1	3,3	0,0	-7,1	0,0

❖ Vérification

- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Boulons	9,9 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

- Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
ACIER E28	275,0	5,0

- Platines

La resistance pour chaque Platine :

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
B4-bfl 1	21,0	G+Q+1.5EX	8,8	0,0	0,2	OK
B4-tfl 1	21,0	G+Q-1.5EY	21,6	0,0	0,5	OK
B4-w 1	11,5	G+Q-1.5EY	54,6	0,0	0,5	OK
B5-bfl 1	19,0	G+Q+1.5EX	10,5	0,0	0,4	OK
B5-tfl 1	19,0	G+Q-1.5EY	24,4	0,0	1,1	OK
B5-w 1	11,0	G+Q-1.5EY	53,4	0,0	1,1	OK
SP 1	25,0	G+Q+1.5EX	3,9	0,0	0,9	OK
SP 2	25,0	G+Q-1.5EY	9,8	0,0	1,1	OK
SP 3	20,0	G+Q+1.5EX	10,6	0,0	0,9	OK
SP 4	20,0	G+Q-1.5EY	21,5	0,0	1,0	OK
SP 5	20,0	G+Q-1.5EY	17,4	0,0	0,4	OK
SP 6	20,0	G+Q-1.5EY	17,4	0,0	0,4	OK

- Explication des symboles

ε_{Pl} Déformation
 σ_{Ed} Contrainte éq.
 σ_{CEd} Contact stress
 f_y Limite d'élasticité
 ε_{lim} Déformation plastique limite

- Vérification de déformation, G+Q+1.5EX

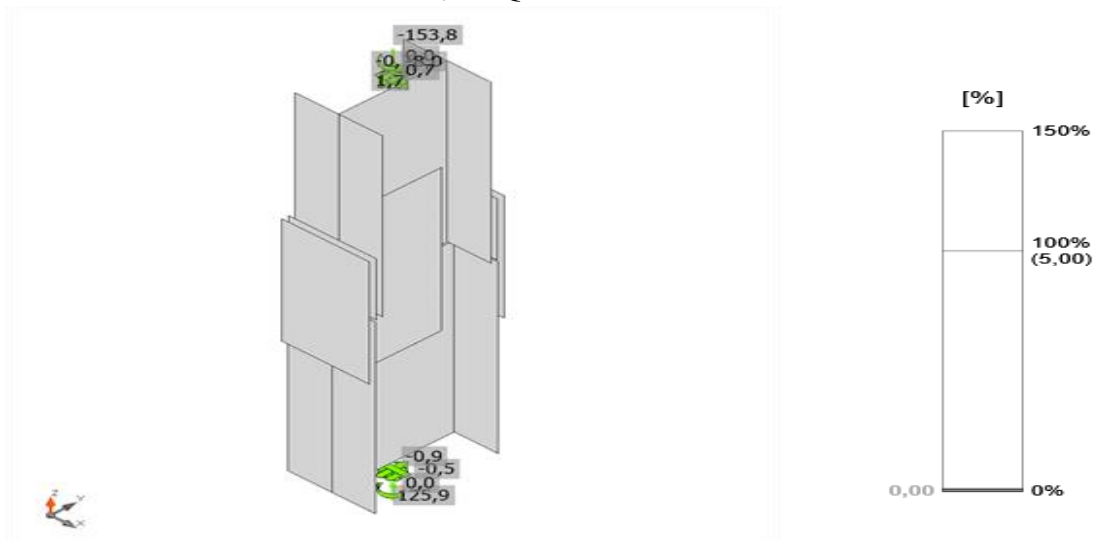


Figure VII. 13: Vérification de déformation Poteau HEA450 Poteau HEA400.

- Contrainte equivalents, G+Q+1.5EX

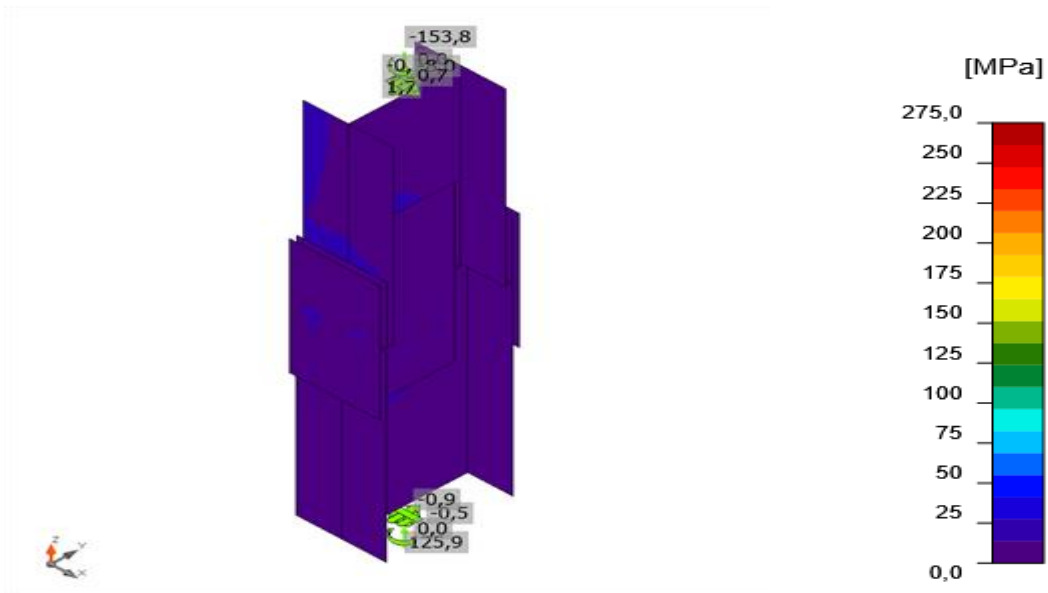


Figure VII. 14: les différents zones de sollicitations.

Distribution des forces et la vérification pour chaque boulon selon (ANNEX 2)

- Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	388,9	98,0
M20 10.9 - 2	176,4	409,4	98,0

- Exemple calcul :

❖ Résultat détaillé pour B13

- Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_t = 3,4 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0,90 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 409,4 \text{ kN} \geq F_t = 3,4 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 34 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.}$$

$$t_p = 20 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 405,0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 98,0 \text{ kN} \geq V = 8,3 \text{ kN}$$

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 la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_t}{\gamma_{M2}} = 324,0 \text{ kN} \geq V = 8,3 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,50$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 1,00$$

$$e_2 = 75 \text{ mm} \quad \text{– Distance to the plate edge perpendicular to the shear force}$$

$$p_2 = 150 \text{ mm} \quad \text{– Distance between bolts perpendicular to the shear force}$$

$$d_0 = 22 \text{ mm} \quad \text{– Bolt hole diameter}$$

$$e_1 = 360 \text{ mm} \quad \text{– Distance to the plate edge in the direction of the shear force}$$

$$p_1 = 110 \text{ mm} \quad \text{– Distance between bolts in the direction of the shear force}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$f_u = 405,0 \text{ MPa}$$

– Effort ultime

$$d = 20 \text{ mm}$$

– Diamètre nominal de fixation

$$t = 20 \text{ mm}$$

– Thickness of the plate

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

– Facteur de sécurité

- Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1,4F_{s,Rd}} = 9,9 \%$$

- Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 2,0 \%$$

- Utilisation en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 8,5 \%$$

Les dimensions pour chaque platine et boulons (ANNEX 3)

Dessin des platines :

SP 1,2

P25, 0x300-300 (ACIER E28)

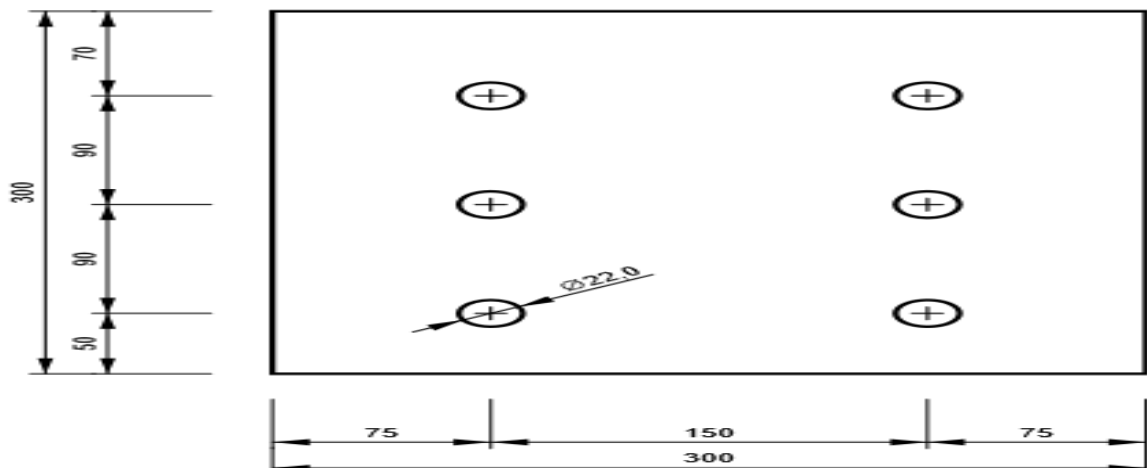


Figure VII. 15: les dispositions des boutons sur les Platines P25.

SP 3,4

P20,0x600-300 (ACIER E28)

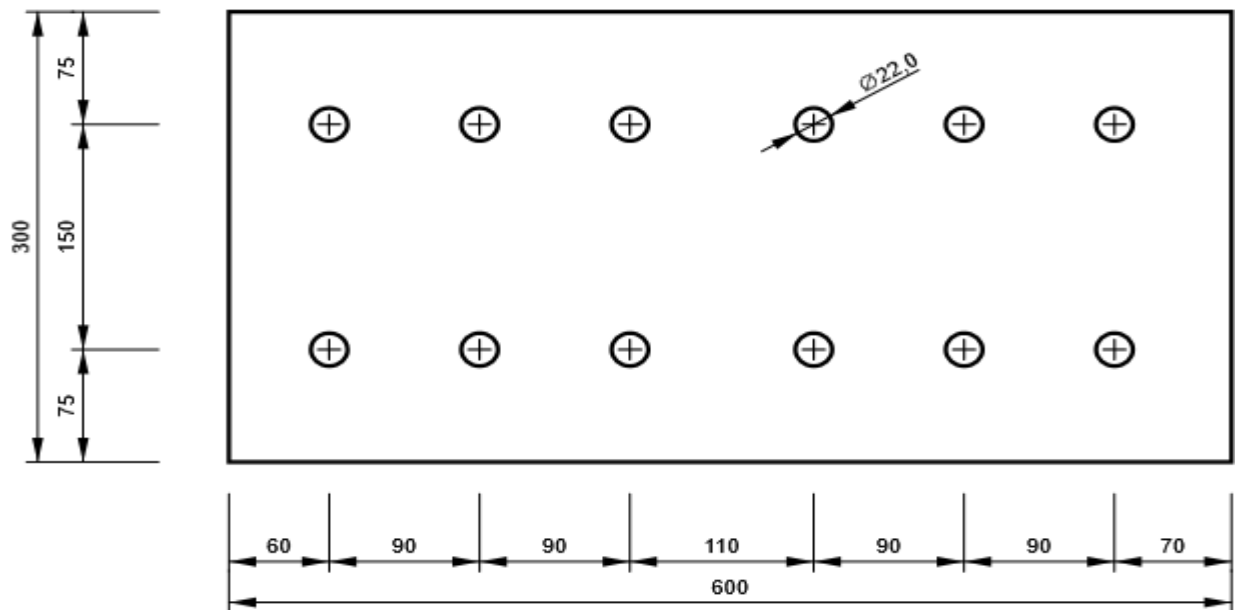


Figure VII. 16: les dispositions des boutons sur les Platines P20.

SP 5,6

P20,0x800-300 (ACIER E28)

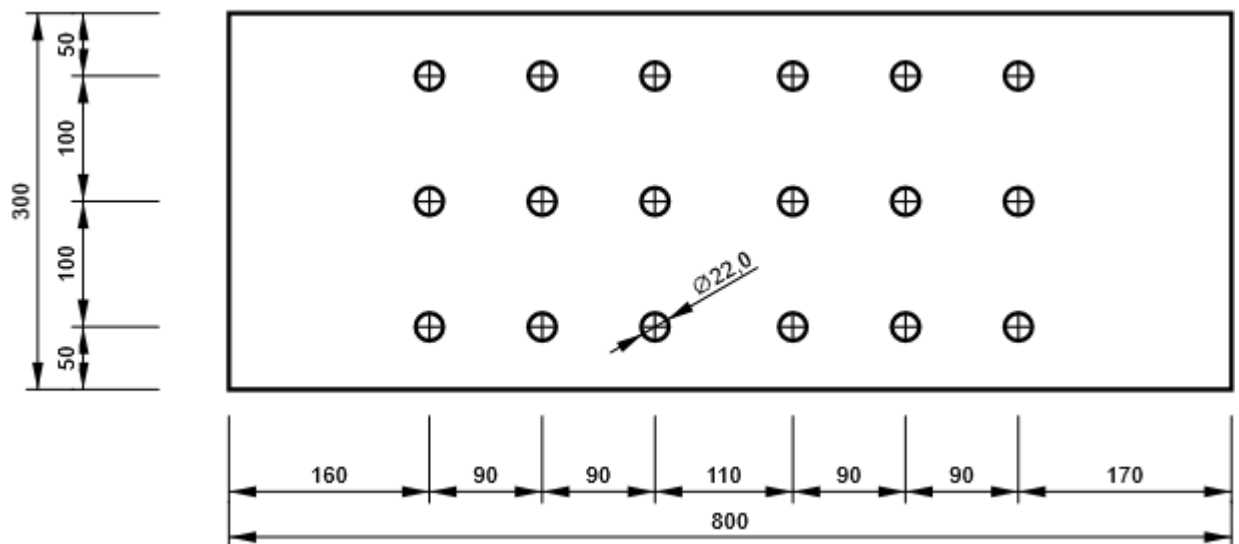
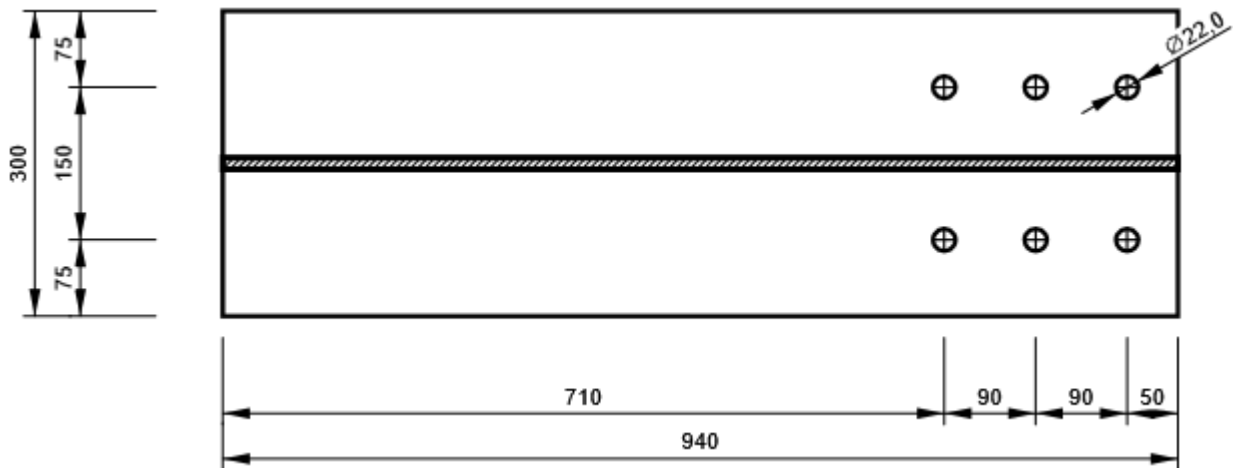
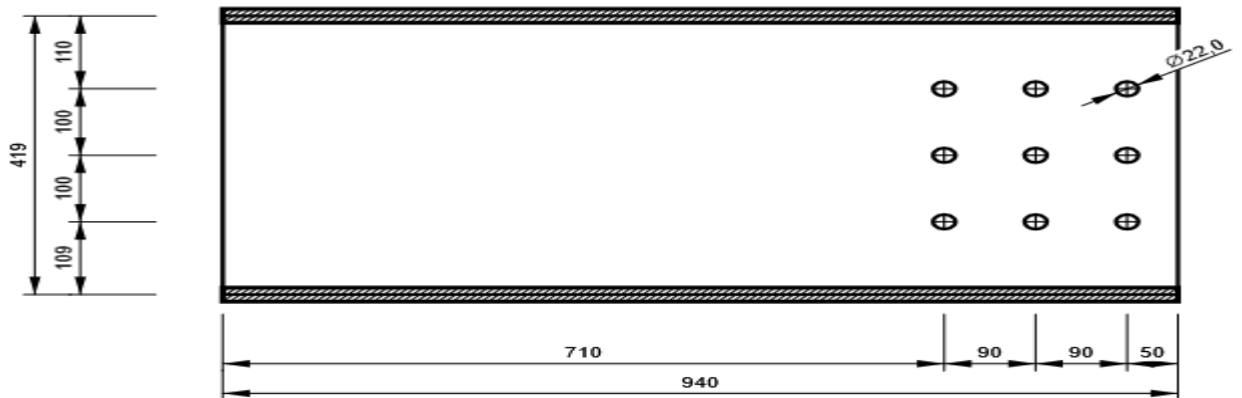


Figure VII. 17: les dispositions des boutons sur les Platines P20.

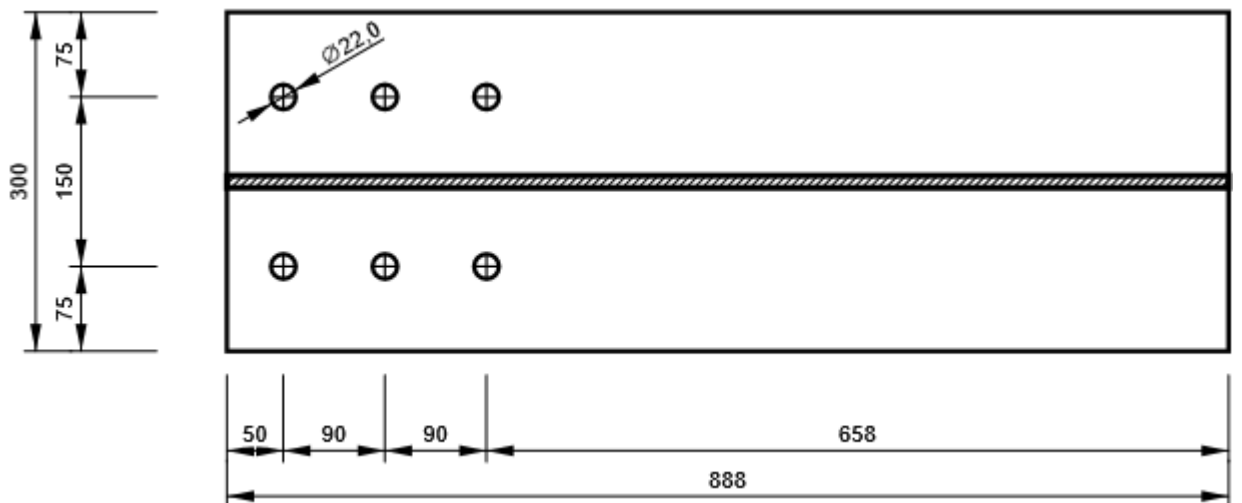
- B4, HEA450 - Semelle inférieure et supérieure 1:



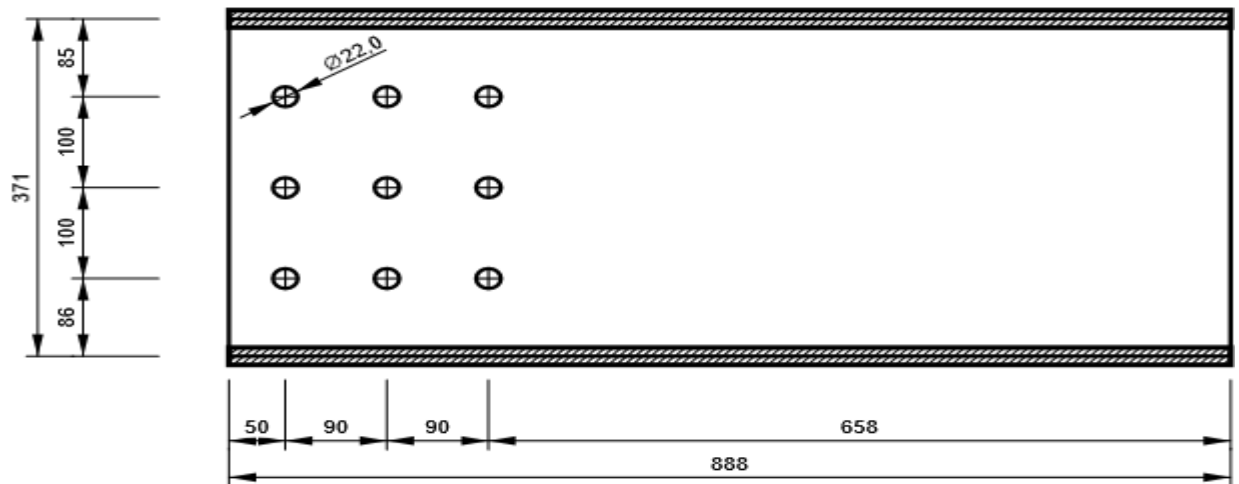
- B4, HEA450 - Ame 1:



- B5, HEA400 - Semelle inférieure et supérieure 1:



- B5, HEA400 - Ame 1:



Les Paramétrages de norme (ANNEX4)

VII.3.3.2 Assemblage des éléments de contreventement

On a deux types de contreventement :

1. Assemblage des éléments de contreventement en V (2UPN) :

Pour le contreventement, le choix s'est porté sur des doubles UPN300.

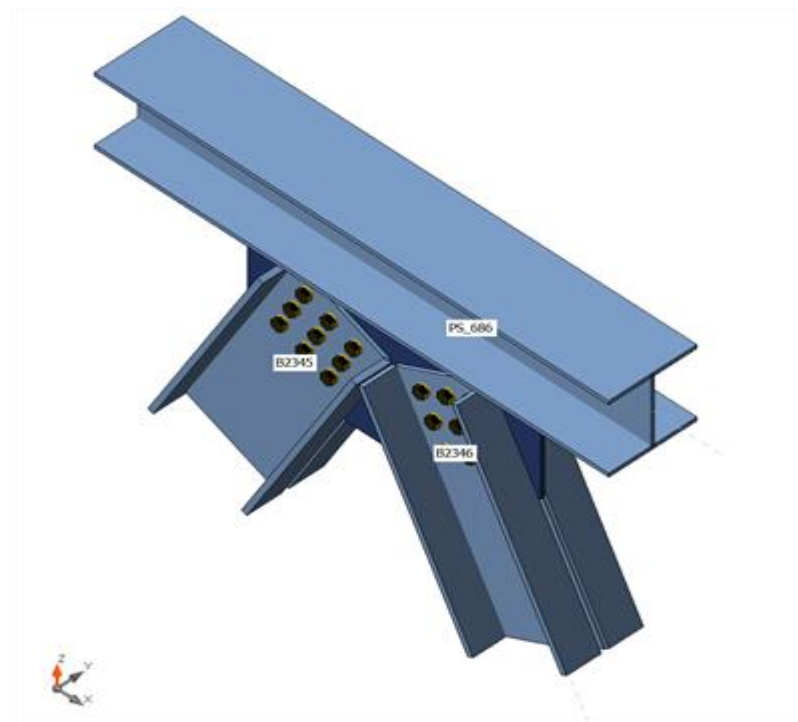


Figure VII. 18: Vue d'assemblage de contreventement.

- Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEA240	ACIER E28
3 - 2Uo(UNP300)	ACIER E28
4 - 2Uo(UNP300)	ACIER E28

- 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]
ELU	PS_686	0,0	0,0	-47,7	0,0	-43,3	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-25,1	0,0	36,1	0,0
	B2345	41,9	0,0	-1,1	0,0	-3,2	0,0
	B2346	-39,1	0,0	1,4	0,0	-4,0	0,0
G+Q+1.5EX	PS_686	-0,1	0,0	-21,3	0,0	-20,1	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-15,2	0,0	20,9	0,0
	B2345	-815,1	-0,1	4,4	0,0	5,1	-0,1
	B2346	-864,1	-0,1	-4,2	0,0	4,7	-0,1
G+Q-1.5EX	PS_686	0,0	0,0	-46,2	0,0	-41,2	0,0
	PS_686	0,1	0,0	-20,1	0,0	30,2	0,0
	B2345	874,0	0,2	-5,9	0,0	-9,7	0,1
	B2346	808,8	0,1	6,2	0,0	-10,4	0,1
G+Q+1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-45,5	0,0	-19,7	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-20,9	0,0	31,6	0,0
	B2345	259,3	-0,7	-2,6	0,0	0,4	0,1
	B2346	188,0	-0,8	3,0	0,0	0,0	0,1
G+Q-1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-21,9	0,0	-41,7	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-14,5	0,0	19,4	0,0
	B2345	-200,3	0,7	1,1	0,0	-5,0	-0,1
	B2346	-243,4	0,8	-0,9	0,0	-5,7	-0,1
0.8G+1.5EX	PS_686	-0,1	0,0	-3,0	0,0	-4,0	0,0
	PS_686	-0,1	0,0	-5,2	0,0	7,5	0,0
	B2345	-832,0	-0,2	4,8	0,0	6,3	-0,1
	B2346	-849,6	-0,1	-4,7	0,0	6,2	-0,1
0.8G-1.5EX	PS_686	0,1	0,0	-27,9	0,0	-25,1	0,0
	PS_686	0,1	0,0	-10,1	0,0	16,7	0,0
	B2345	857,1	0,2	-5,5	0,0	-8,5	0,1
	B2346	823,3	0,1	5,7	0,0	-8,9	0,1
0.8G+1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-27,3	0,0	-3,5	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-10,9	0,0	18,2	0,0

	B2345	242,4	-0,7	-2,2	0,0	1,6	0,1
	B2346	202,6	-0,8	2,4	0,0	1,5	0,1
0.8G-1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-3,6	0,0	-25,5	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-4,5	0,0	6,0	0,0
	B2345	-217,2	0,7	1,5	0,0	-3,8	-0,1
	B2346	-228,8	0,8	-1,5	0,0	-4,2	-0,1

❖ Vérification

- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,9 < 5,0%	OK
Boulons	75,1 < 100%	OK
Soudures	98,2 < 100%	OK
Voilement	7,83	

- Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
PS_686-bfl 1	12,0	G+Q-1.5EX	197,1	0,0	0,0	OK
PS_686-tfl 1	12,0	G+Q+1.5EX	116,6	0,0	0,0	OK
PS_686-w 1	7,5	G+Q-1.5EX	219,4	0,0	0,0	OK
B2345-bfl 1	16,0	0.8G+1.5EX	93,9	0,0	0,0	OK
B2345-tfl 1	16,0	0.8G+1.5EX	83,4	0,0	0,0	OK
B2345-w 1	10,0	G+Q-1.5EX	275,2	0,1	32,2	OK
B2345-bfl 2	16,0	0.8G+1.5EX	84,9	0,0	0,0	OK
B2345-tfl 2	16,0	0.8G+1.5EX	94,9	0,0	0,0	OK
B2345-w 2	10,0	G+Q-1.5EX	275,2	0,1	33,2	OK
B2346-bfl 1	16,0	0.8G-1.5EX	96,5	0,0	0,0	OK
B2346-tfl 1	16,0	0.8G-1.5EX	80,4	0,0	0,0	OK
B2346-w 1	10,0	0.8G-1.5EX	275,1	0,1	21,0	OK
B2346-bfl 2	16,0	0.8G-1.5EX	80,6	0,0	0,0	OK
B2346-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EX	96,2	0,0	0,0	OK
B2346-w 2	10,0	0.8G-1.5EX	275,2	0,1	22,4	OK
SP 1	10,0	G+Q-1.5EX	278,9	1,9	33,2	OK

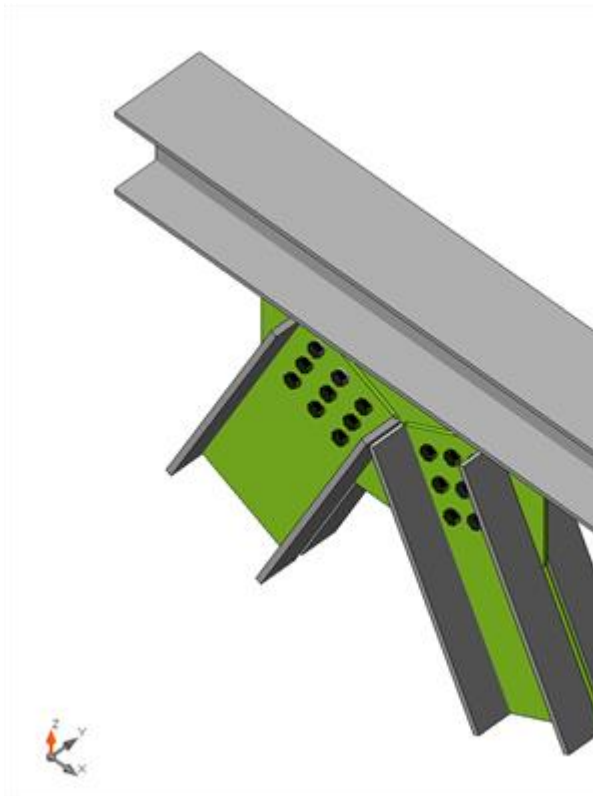
- Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
ACIER E28	275,0	5,0

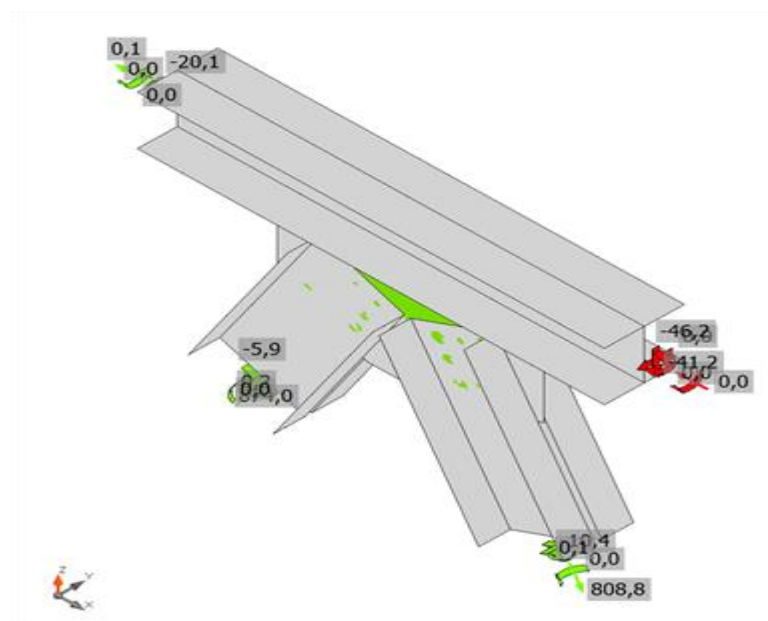
- Explication des symboles

ϵ_{pl} Déformation

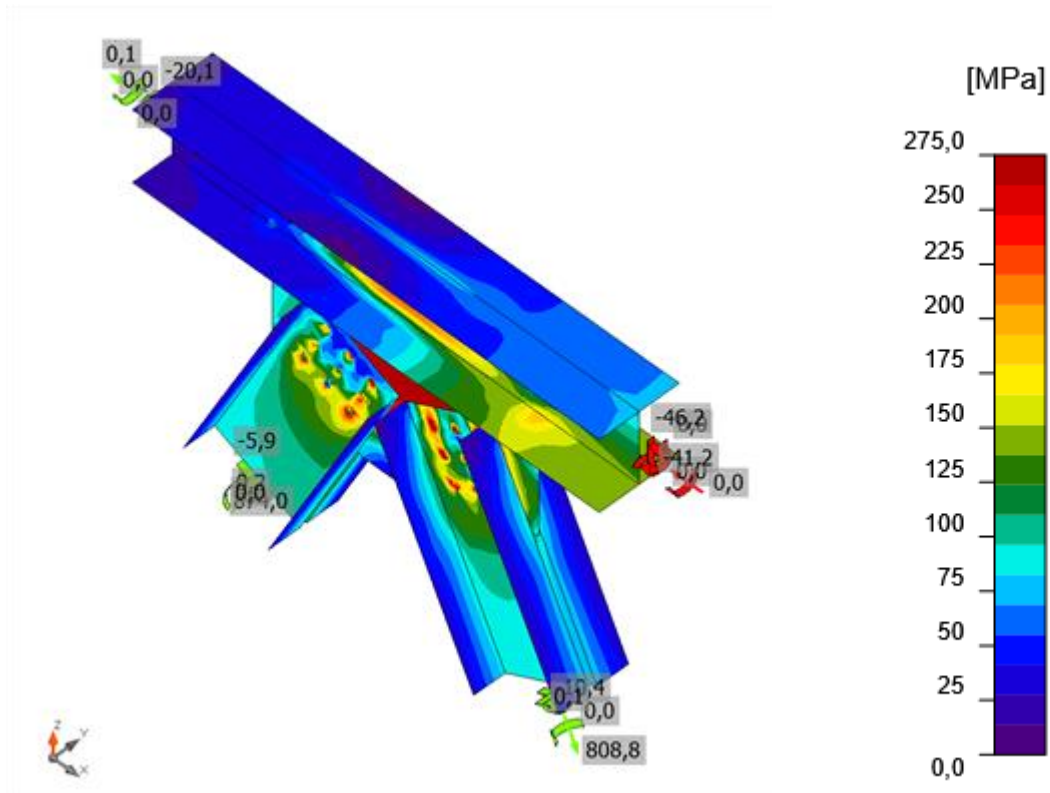
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{cEd} Contact stress
- f_y Limite d'élasticité
- ε_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, G+Q-1.5EX



Vérification de déformation, G+Q-1.5EX



Contrainte équivalente, G+Q-1.5EX

- Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Résultat
	B1	0.8G+1.5EX	25,4	45,8	14,4	143,6	63,3	57,0	OK
	B2	G+Q-1.5EX	8,6	45,1	4,9	143,6	62,6	49,6	OK
	B3	G+Q-1.5EX	22,2	46,0	12,6	143,6	63,9	56,0	OK
	B4	0.8G+1.5EX	7,0	44,6	4,0	143,6	61,5	48,3	OK
	B5	G+Q-1.5EX	4,0	46,8	2,3	143,6	64,9	49,3	OK
	B6	G+Q-1.5EX	10,2	48,2	5,8	143,6	66,9	53,3	OK
	B7	0.8G+1.5EX	27,8	50,9	15,8	143,6	70,2	63,2	OK
	B8	G+Q-1.5EX	10,9	52,0	6,2	143,6	72,1	57,4	OK
	B9	G+Q-1.5EX	26,3	54,1	14,9	143,6	75,1	65,9	OK
	B10	0.8G-1.5EX	24,5	44,2	13,9	143,6	61,4	55,0	OK
	B11	G+Q+1.5EX	9,1	46,7	5,2	143,6	65,0	51,3	OK
	B12	G+Q+1.5EX	23,2	47,6	13,1	143,6	66,2	57,9	OK
	B13	0.8G-1.5EX	6,6	44,1	3,8	143,6	61,4	47,7	OK
	B14	G+Q+1.5EX	3,8	45,8	2,2	143,6	63,8	48,3	OK
	B15	G+Q+1.5EX	10,1	47,5	5,7	143,6	66,1	52,5	OK
	B16	G+Q-1.5EX	27,9	51,4	15,8	143,6	71,4	63,8	OK
	B17	0.8G-1.5EX	13,8	50,1	7,9	143,6	69,7	56,7	OK
	B18	G+Q+1.5EX	24,9	51,5	14,1	143,6	71,6	62,6	OK

- Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	204,7	98,0

- Explication des symboles

$F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4

$F_{t,Ed}$ Effort de tension

$B_{p,Rd}$ 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 Utilisation en tension

U_s Utilisation en cisaillement

❖ Résultat détaillé pour B9

- Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_t = 26,3 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0,90 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_t = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 204,7 \text{ kN} \geq F_t = 26,3 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 34 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.}$$

$$t_p = 10 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 405,0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_v \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 98,0 \text{ kN} \geq V = 54,1 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_v = 1,00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

- Vérification de la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 143,6 \text{ kN} \geq V = 107,8 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,50$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,89$$

$$e_2 = 203 \text{ mm}$$

$$p_2 = 75 \text{ mm}$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$e_1 = \infty \text{ mm}$$

$$p_1 = 75 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 405,0 \text{ MPa}$$

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

- Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} = 65,9 \%$$

- Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 14,9 \%$$

- Utilisation en cisaillement

$$U_{tt} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{t,Rd})} = 75,1 \%$$

– Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

– Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer

– Distance to the plate edge perpendicular to the shear force

– Distance between bolts perpendicular to the shear force

– Bolt hole diameter

– Distance to the plate edge in the direction of the shear force

– Distance between bolts in the direction of the shear force

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Effort ultime

– Diamètre nominal de fixation

– Thickness of the plate

– Facteur de sécurité

- Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
PS_686-bfl 1	SP 1	◀4,0▶	800	G+Q-1.5EX	374,3	0,5	-96,1	-185,5	96,0	98,2	64,4	OK
		◀4,0▶	800	G+Q-1.5EX	374,2	0,5	-92,7	187,7	-92,7	98,2	66,1	OK

- Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
ACIER E28	0,85	381,2	291,6

- 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
Ut	Utilisation
Ut _c	Utilisation de capacité de la soudure

❖ Résultat détaillé pour PS_686-bfl 1 SP 1

- Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = \frac{381,2}{2} \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]^{0,5} = \frac{374,3}{3} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 291,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 96,1 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 405,0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Utilisation en contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98,2 \%$$

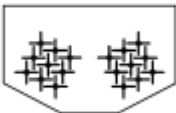
- Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
ELU	1	29,44
	2	37,94
	3	46,01
	4	46,24
	5	55,41
	6	57,53
G+Q+1.5EX	1	8,84
	2	10,04
	3	13,43
	4	13,82
	5	16,03
	6	16,42
G+Q-1.5EX	1	7,83
	2	9,89
	3	11,18
	4	11,27
	5	12,66
	6	13,76
G+Q+1.5EY	1	19,12
	2	29,57
	3	32,50
	4	35,02
	5	36,06
	6	37,19
G+Q-1.5EY	1	19,23
	2	29,17
	3	32,64
	4	41,78
	5	47,05
	6	49,04
0.8G+1.5EX	1	9,22
	2	10,38
	3	13,93
	4	14,20
	5	16,51
	6	17,25
0.8G-1.5EX	1	8,13
	2	10,59
	3	11,54
	4	12,18
	5	13,01
	6	14,73

0.8G+1.5EY	1	21,82
	2	35,27
	3	39,64
	4	41,14
	5	43,05
	6	47,70
0.8G-1.5EY	1	23,15
	2	33,50
	3	38,61
	4	48,50
	5	53,78
	6	55,50

Nomenclature

- Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
SP 1	P10,0x800,0-500,0 (ACIER E28)		1	Soudure d'angle double: a = 4,0	800,0	M20 10.9	18

- Soudures

Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	ACIER E28	4,0	5,7	800,0

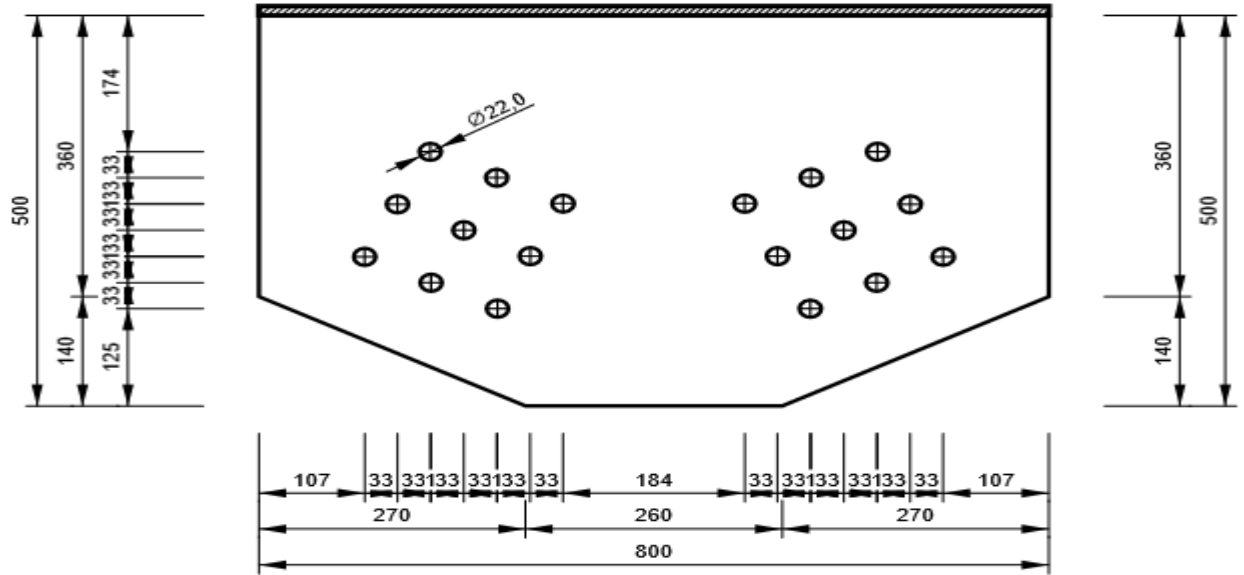
- Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M20 10.9	30	18

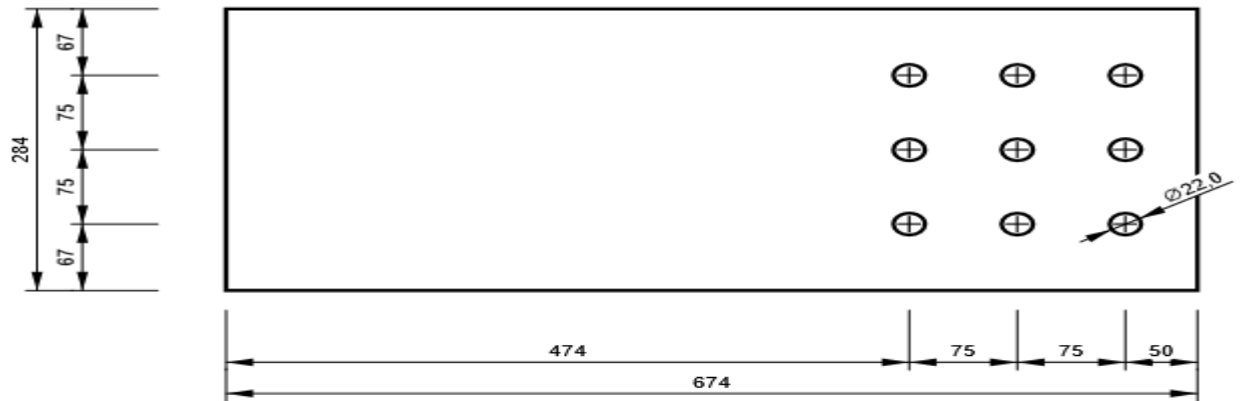
- Dessin

SP 1

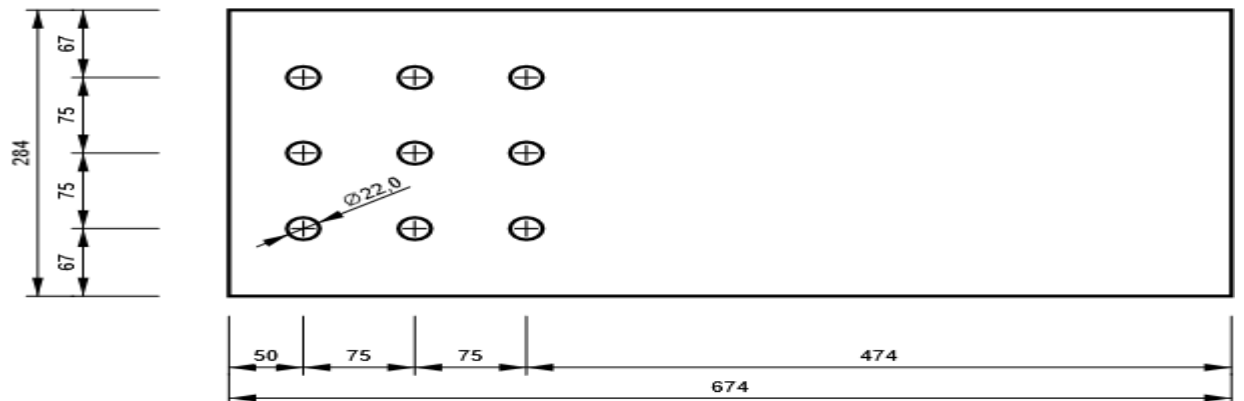
P10,0x500-800 (ACIER E28)



- B2345, 2Uo(UNP300) - Ame 1 et 2:

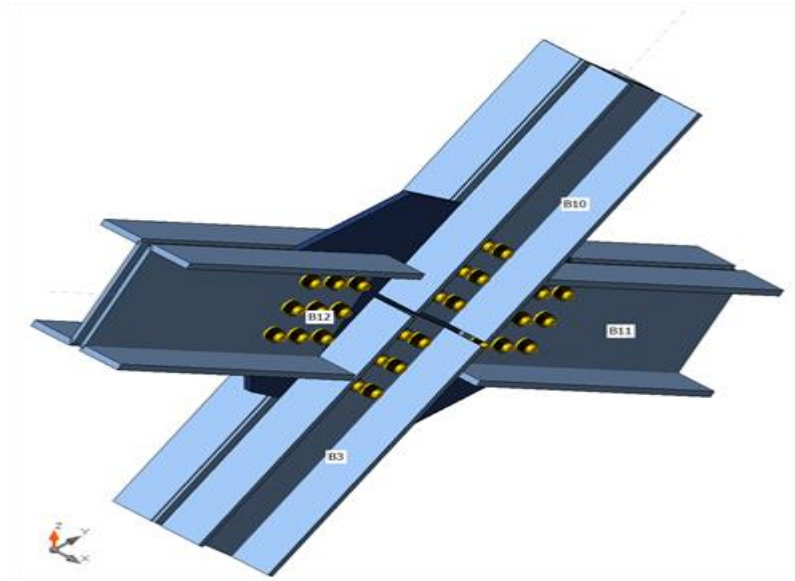


- B2346, 2Uo(UNP300) - Ame 1 et 2



2. Assemblage des éléments de contreventement en X (2UPN) :

Pour le contreventement, le choix s'est porté sur des doubles UPN300.



- Sections transversales

Nom	Matériau
6 - 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300))	ACIER E28

- 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]
ELU	B3	150,4	0,2	4,0	0,0	6,7	-0,4
	B10	-151,1	0,2	1,0	0,0	1,1	0,4
	B11	150,6	0,0	2,4	0,0	3,4	-0,1
	B12	-155,6	0,4	-3,0	0,0	4,4	0,1
G+Q+1.5EX	B3	-214,5	0,4	9,9	0,0	-6,0	-0,7
	B10	215,1	0,4	-6,5	0,0	12,4	0,7
	B11	539,9	0,3	9,2	0,0	14,8	-0,6
	B12	-544,4	0,4	3,8	0,0	-6,9	0,6
G+Q-1.5EX	B3	426,6	-0,1	-4,3	0,0	15,5	0,2
	B10	-428,2	0,0	7,9	0,0	-10,7	-0,2
	B11	-327,5	-0,2	-5,8	0,0	-10,0	0,5
	B12	324,9	0,2	-8,1	0,0	13,2	-0,5

G+Q+1.5EY	B3	-590,4	0,1	-0,2	0,0	1,1	-0,4
	B10	578,6	0,5	6,6	0,0	-16,4	0,4
	B11	-1099,9	0,2	-8,1	0,0	-20,4	0,3
	B12	1098,7	0,0	1,7	0,0	-6,4	-0,3
G+Q-1.5EY	B3	802,5	0,2	5,8	0,0	8,4	-0,1
	B10	-791,7	-0,2	-5,2	0,0	18,0	0,1
	B11	1312,4	-0,2	11,5	0,0	25,2	-0,5
	B12	-1318,2	0,6	-6,0	0,0	12,6	0,5
0.8G+1.5EX	B3	-274,4	0,3	8,3	0,0	-8,7	-0,5
	B10	275,4	0,3	-7,0	0,0	12,0	0,5
	B11	480,3	0,2	8,2	0,0	13,5	-0,6
	B12	-482,7	0,2	5,0	0,0	-8,6	0,6
0.8G-1.5EX	B3	366,7	-0,2	-5,9	0,0	12,8	0,3
	B10	-368,0	-0,1	7,4	0,0	-11,1	-0,3
	B11	-387,1	-0,2	-6,7	0,0	-11,3	0,5
	B12	386,6	0,0	-6,9	0,0	11,4	-0,5
0.8G+1.5EY	B3	-650,3	0,0	-1,8	0,0	-1,6	-0,2
	B10	638,9	0,4	6,1	0,0	-16,8	0,2
	B11	-1159,5	0,2	-9,0	0,0	-21,7	0,4
	B12	1160,4	-0,1	2,9	0,0	-8,1	-0,4
0.8G-1.5EY	B3	742,6	0,1	4,2	0,0	5,7	0,0
	B10	-731,4	-0,3	-5,7	0,0	17,7	0,0
	B11	1252,8	-0,2	10,6	0,0	23,9	-0,5
	B12	-1256,5	0,4	-4,8	0,0	10,9	0,5

❖ Vérification

- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,9 < 5,0%	OK
Boulons	98,2 < 100%	OK
Voilement	4,82	

- Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{cEd} [MPa]	Résultat
B3-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	57,4	0,0	0,0	OK
B3-tfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	92,4	0,0	0,0	OK
B3-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	32,8	OK
B3-bfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	93,7	0,0	0,0	OK
B3-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	57,8	0,0	0,0	OK
B3-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	34,6	OK
B10-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	93,3	0,0	0,0	OK
B10-tfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	58,0	0,0	0,0	OK
B10-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	35,8	OK

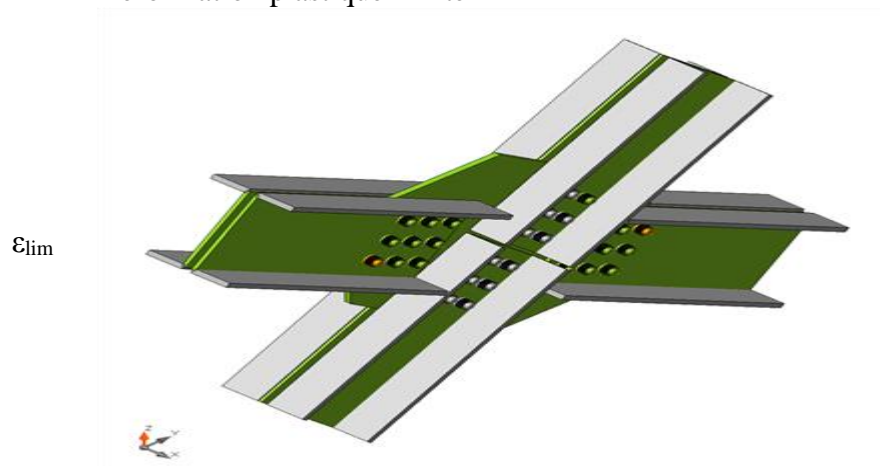
B10-bfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	57,3	0,0	0,0	OK
B10-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	93,3	0,0	0,0	OK
B10-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	36,1	OK
B11-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	104,4	0,0	0,0	OK
B11-tfl 1	16,0	0.8G+1.5EY	151,2	0,0	0,0	OK
B11-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	276,2	0,6	51,7	OK
B11-bfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	146,8	0,0	0,0	OK
B11-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	103,5	0,0	0,0	OK
B11-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	276,2	0,5	49,3	OK
B12-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	135,7	0,0	0,0	OK
B12-tfl 1	16,0	0.8G+1.5EY	115,5	0,0	0,0	OK
B12-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	276,1	0,5	48,3	OK
B12-bfl 2	16,0	0.8G+1.5EY	114,0	0,0	0,0	OK
B12-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	136,1	0,0	0,0	OK
B12-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	276,0	0,5	48,0	OK
SP 1	15,0	G+Q-1.5EY	279,0	1,9	51,7	OK

- Données de conception

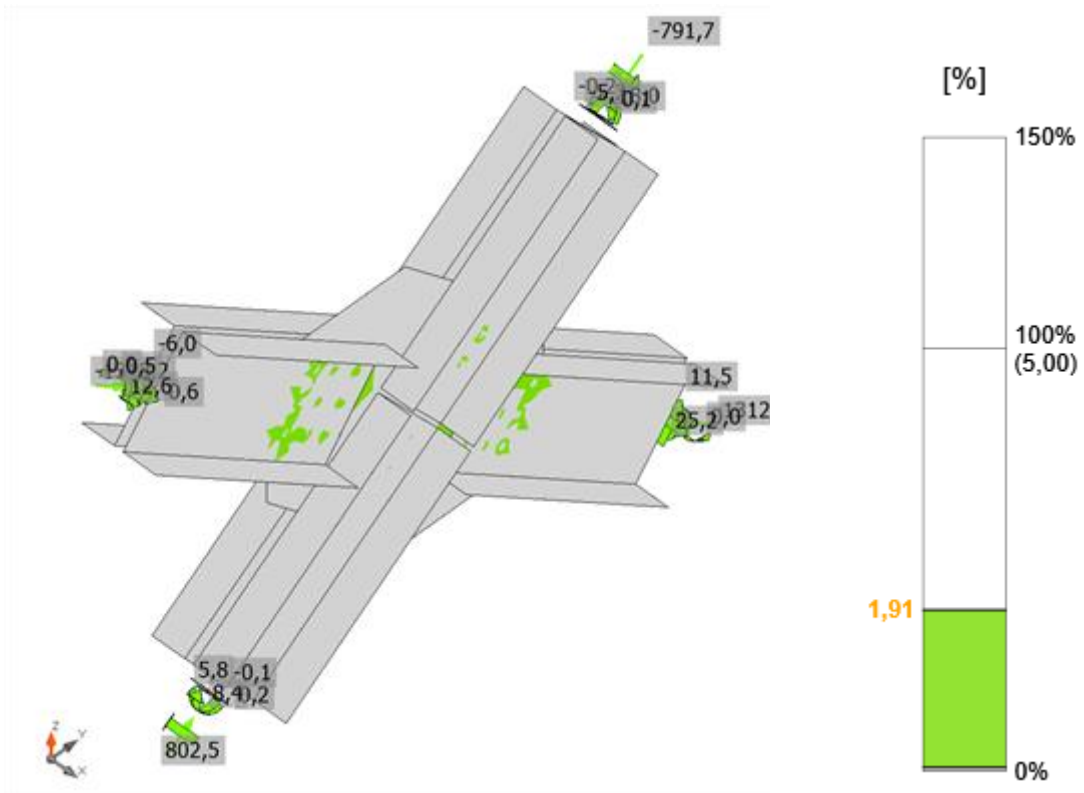
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
ACIER E28	275,0	5,0

- Explication des symboles

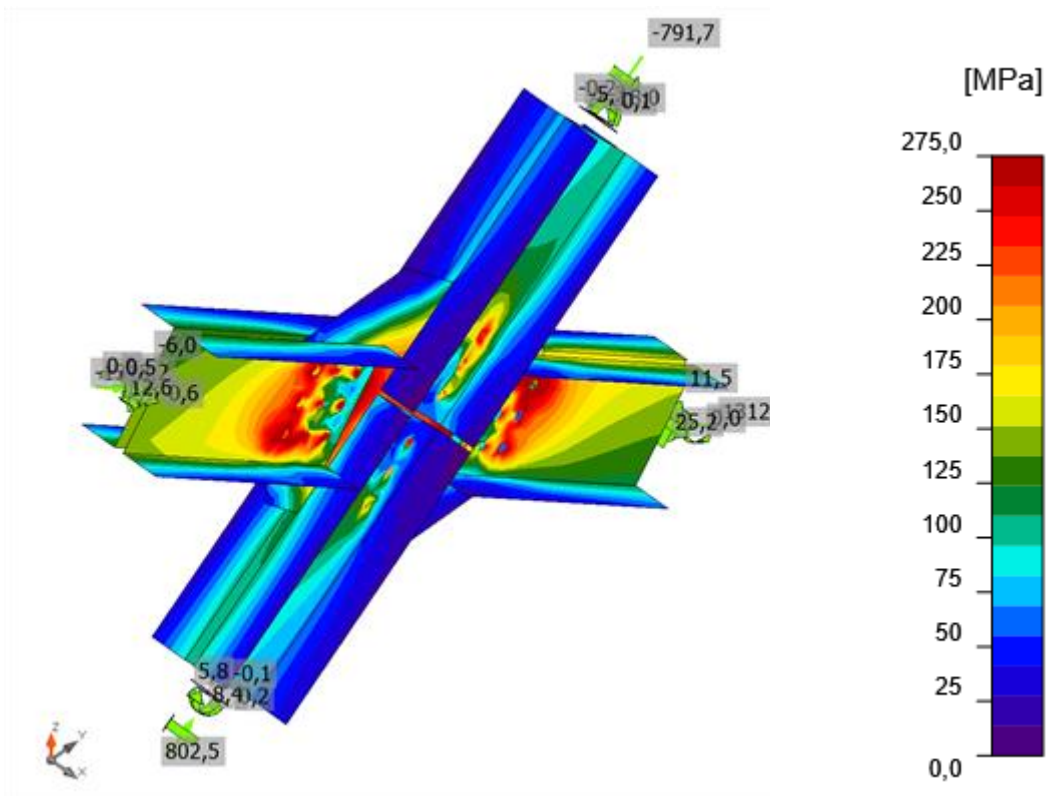
ϵ_{pl} Déformation
 σ_{Ed} Contrainte éq.
 σ_{cEd} Contact stress
 f_y Limite d'élasticité
 ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, G+Q-1.5EY

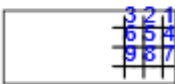




Vérification de déformation, G+Q-1.5EY



Contrainte équivalente, G+Q-1.5EY

- Boulons

	No m	Charges	F _{t,E} d [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Contrôle pinces et entraxes	Résultat
	B1	G+Q-1.5EY	5,0	38,3	2,8	243,0	39,1	41,1	OK	OK
	B2	G+Q-1.5EY	6,2	35,4	3,5	215,4	36,1	38,6	OK	OK
	B3	G+Q-1.5EY	17,2	36,8	9,7	215,4	37,6	44,5	OK	OK
	B4	G+Q-1.5EY	5,9	44,0	3,3	243,0	44,9	47,2	OK	OK
	B5	G+Q-1.5EY	4,4	42,2	2,5	215,4	43,0	44,8	OK	OK
	B6	G+Q-1.5EY	11,4	45,4	6,5	215,4	46,3	50,9	OK	OK
	B7	G+Q-1.5EY	7,9	52,9	4,5	243,0	54,0	57,2	OK	OK
	B8	G+Q-1.5EY	10,9	52,9	6,2	215,4	54,0	58,4	OK	OK
	B9	G+Q-1.5EY	27,4	57,2	15,6	243,0	58,4	69,5	OK	OK
	B10	G+Q-1.5EY	7,7	53,0	4,4	243,0	54,1	57,2	OK	OK
	B11	G+Q-1.5EY	10,9	52,6	6,2	215,4	53,7	58,1	OK	OK
	B12	G+Q-1.5EY	27,1	56,5	15,3	243,0	57,7	68,6	OK	OK
	B13	G+Q-1.5EY	5,9	44,4	3,4	243,0	45,3	47,7	OK	OK
	B14	G+Q-1.5EY	4,4	42,4	2,5	215,4	43,3	45,1	OK	OK
	B15	G+Q-1.5EY	11,5	45,4	6,5	215,4	46,3	51,0	OK	OK
	B16	G+Q-1.5EY	5,1	38,9	2,9	243,0	39,7	41,7	OK	OK
	B17	G+Q-1.5EY	6,5	36,2	3,7	215,4	36,9	39,6	OK	OK
	B18	G+Q-1.5EY	17,7	37,5	10,0	215,4	38,3	45,5	OK	OK
	B19	0.8G+1.5EY	32,5	57,7	18,4	215,4	58,9	72,0	OK	OK
	B20	G+Q-1.5EY	11,9	62,9	6,7	215,4	64,2	69,0	OK	OK
	B21	G+Q-1.5EY	31,5	64,7	17,9	215,4	66,1	78,8	OK	OK

	B22	G+Q-1.5EY	10,0	75,5	5,7	243,0	77,0	81,1	OK	OK
	B23	G+Q-1.5EY	8,1	72,3	4,6	215,4	73,8	77,1	OK	OK
	B24	G+Q-1.5EY	19,5	74,1	11,1	215,4	75,6	83,5	OK	OK
	B25	0.8G+1.5EY	43,5	78,4	24,7	215,4	79,9	97,6	OK	OK
	B26	G+Q-1.5EY	18,7	84,6	10,6	215,4	86,4	94,0	OK	OK
	B27	G+Q-1.5EY	40,3	80,2	22,9	215,4	81,9	98,2	OK	OK
	B28	0.8G+1.5EY	40,0	70,7	22,7	215,4	72,2	88,3	OK	OK
	B29	G+Q-1.5EY	16,8	78,7	9,5	215,4	80,3	87,1	OK	OK
	B30	G+Q-1.5EY	40,4	79,0	22,9	215,4	80,6	96,9	OK	OK
	B31	G+Q-1.5EY	9,9	73,2	5,6	243,0	74,7	78,7	OK	OK
	B32	G+Q-1.5EY	8,0	71,1	4,5	215,4	72,6	75,8	OK	OK
	B33	G+Q-1.5EY	19,1	72,3	10,9	215,4	73,8	81,5	OK	OK
	B34	0.8G+1.5EY	35,8	62,7	20,3	215,4	64,0	78,4	OK	OK
	B35	G+Q-1.5EY	13,4	68,2	7,6	215,4	69,6	75,0	OK	OK
	B36	G+Q-1.5EY	34,6	69,2	19,6	215,4	70,6	84,6	OK	OK

- Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	204,7	98,0

- Explication des symboles

$F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4

$F_{t,Ed}$ Effort de tension

$B_{p,Rd}$ 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 Utilisation en tension

U_s Utilisation en cisaillement

❖ Résultat détaillé pour B27

- Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_t = 40,3 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0,90 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 204,7 \text{ kN} \geq F_t = 40,3 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 34 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.}$$

$$t_p = 10 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 405,0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 98,0 \text{ kN} \geq V = 80,2 \text{ kN}$$

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 la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 215,4 \text{ kN} \geq V = 160,4 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,50$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,89$$

$$e_2 = 48 \text{ mm}$$

– Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

– Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer

– Distance to the plate edge perpendicular to the shear force

$$p_2 = 75 \text{ mm}$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$e_1 = \infty \text{ mm}$$

$$p_1 = 75 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 405,0 \text{ MPa}$$

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

– Distance between bolts perpendicular to the shear force

– Bolt hole diameter

– Distance to the plate edge in the direction of the shear force

– Distance between bolts in the direction of the shear force

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Effort ultime

– Diamètre nominal de fixation

– Thickness of the plate

– Facteur de sécurité

- Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1,4F_{s,Rd}} = 98,2 \%$$

- Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 22,9 \%$$

- Utilisation en cisaillement


$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 81,9 \%$$

- Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
ELU	1	40,10
	2	51,16
	3	71,00
	4	80,40
	5	82,70
	6	87,36
G+Q+1.5EX	1	12,81
	2	16,48
	3	23,94
	4	24,60
	5	27,48
	6	27,64
G+Q-1.5EX	1	32,67
	2	34,25
	3	34,94
	4	35,16
	5	36,29
	6	37,03
G+Q+1.5EY	1	80,77

	2	85,67
	3	87,92
	4	93,39
	5	115,15
	6	119,14
G+Q-1.5EY	1	4,82
	2	6,56
	3	9,49
	4	10,02
	5	10,46
	6	11,33
0.8G+1.5EX	1	14,72
	2	18,69
	3	26,98
	4	27,54
	5	30,93
	6	31,10
0.8G-1.5EX	1	38,83
	2	39,97
	3	40,57
	4	41,40
	5	42,15
	6	43,08
0.8G+1.5EY	1	76,54
	2	80,89
	3	83,38
	4	88,12
	5	109,36
	6	112,99
0.8G-1.5EY	1	5,06
	2	6,90
	3	9,98
	4	10,54
	5	10,97
	6	11,89

- ❖ Nomenclature
- Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
SP 1	P15,0x800,0-800,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	36
GUSS 1							
GUSS 2							
GUSS 3							
GUSS 4							

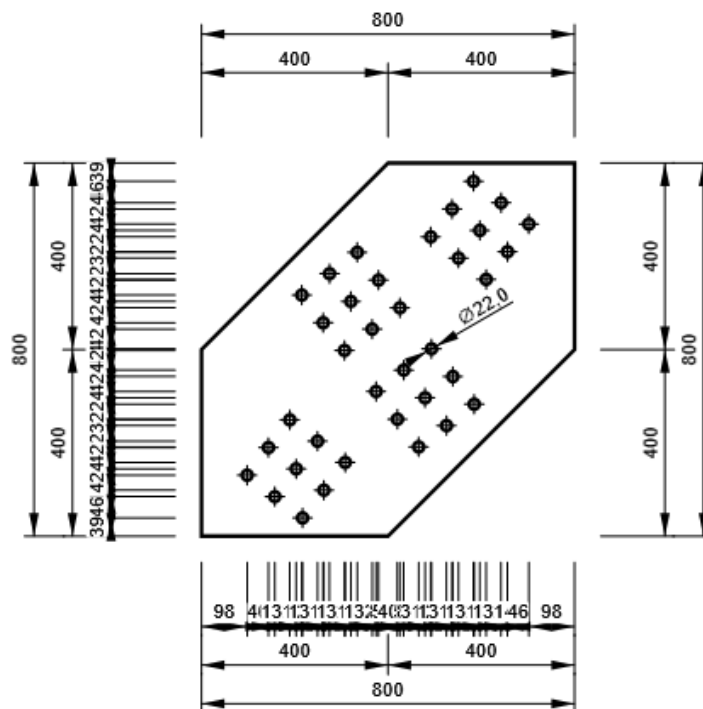
- Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M20 10.9	35	36

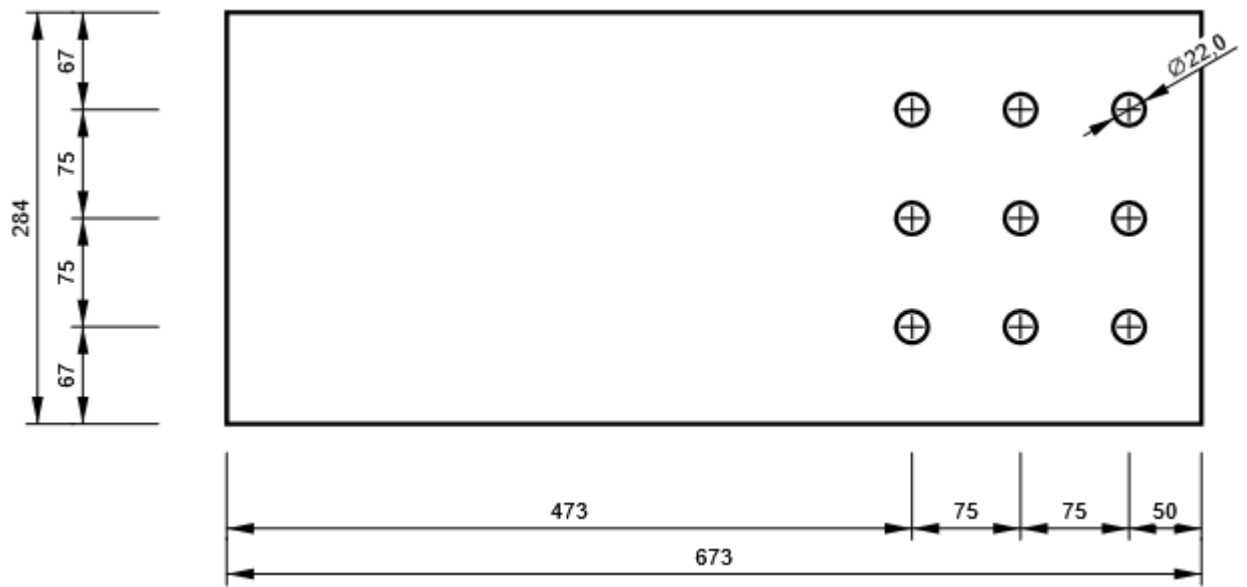
- Dessin

SP 1

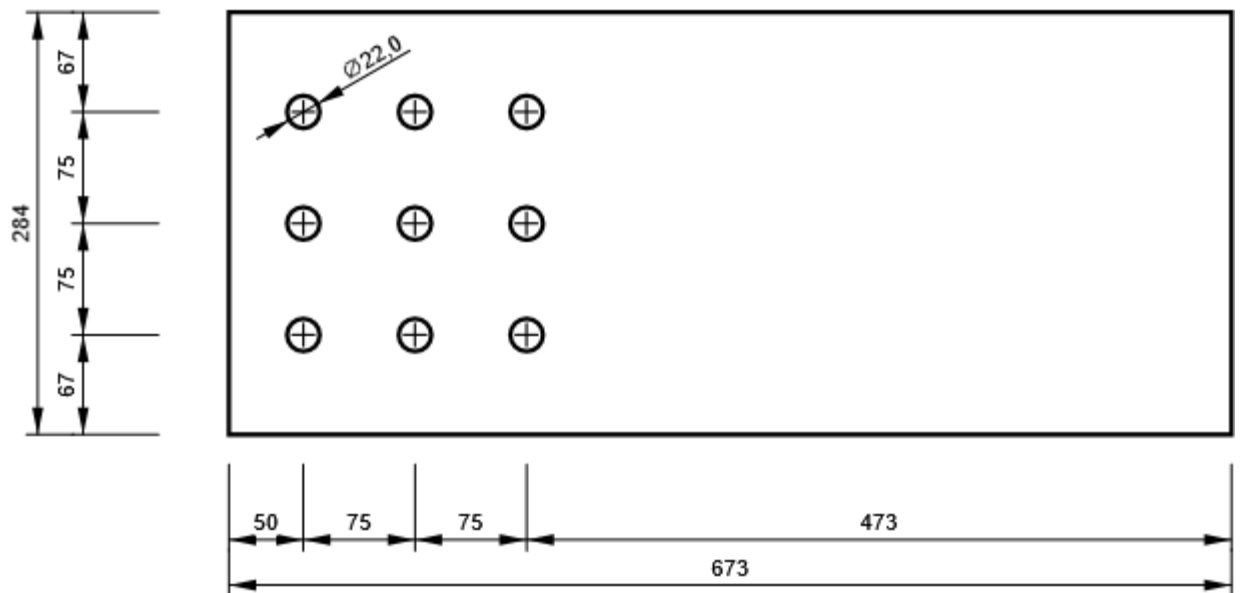
P15,0x800-800 (ACIER E28)



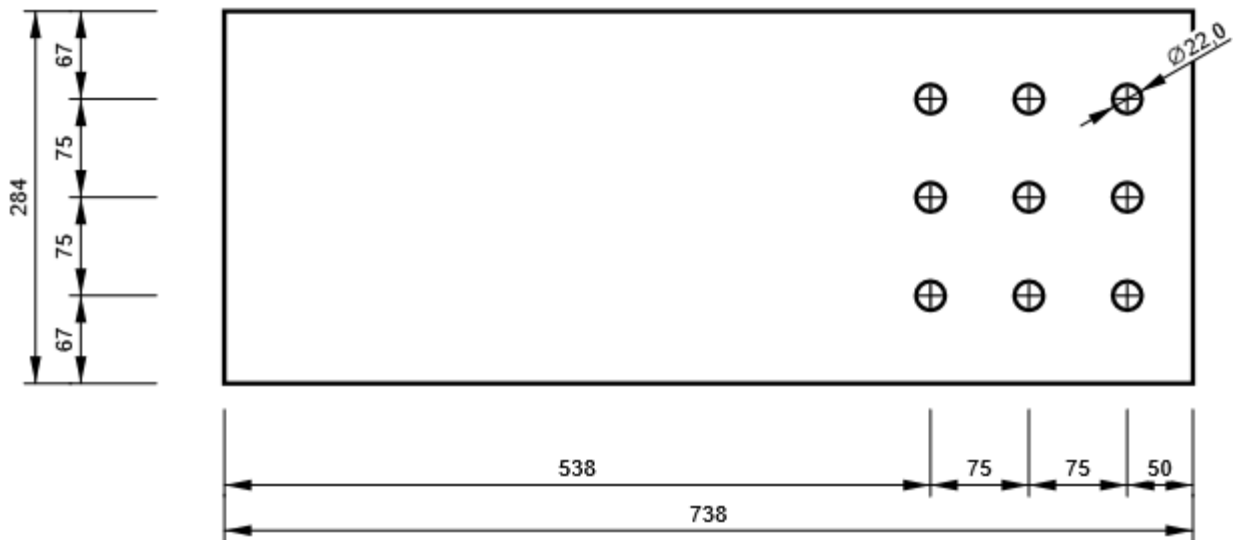
- B3, 2U_o(UNP300) 15(2U_o(UNP300)) - Ame 1 et 2:



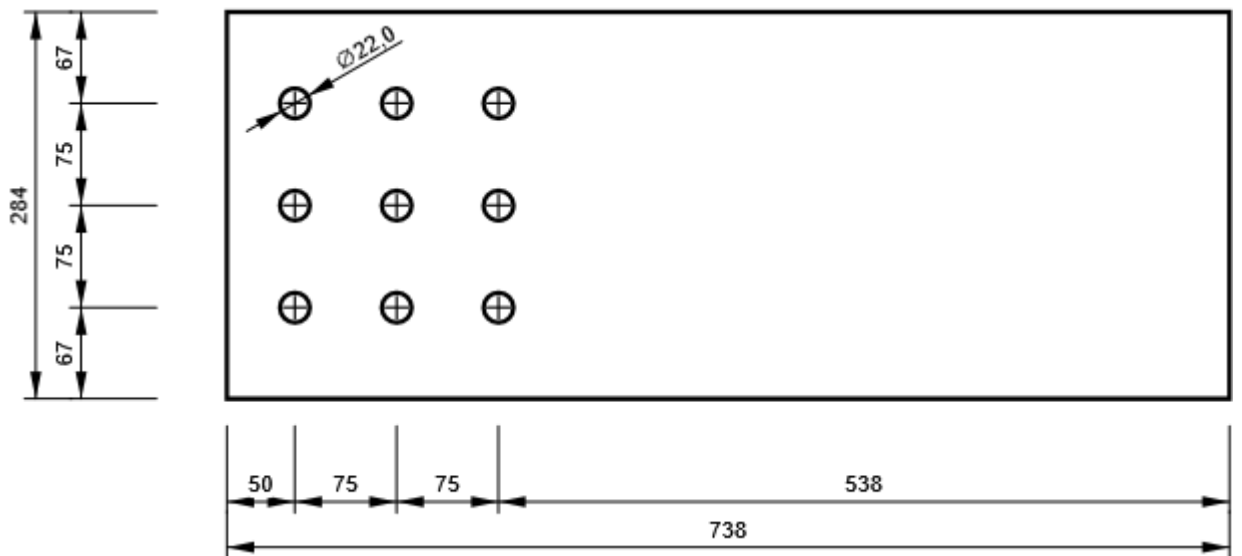
- B10, 2U_o(UNP300) 15(2U_o(UNP300)) - Ame 1 et 2:



- B11, 2U_o(UNP300) 15(2U_o(UNP300)) - Ame 1 et 2:



- B12, 2U_o(UNP300) 15(2U_o(UNP300)) - Ame 1 et 2:



VII.4 Conclusion

Les assemblages sont vérifiés d'après l'EC 03 et le CCM97, en utilisant le logiciel ROBOT 2019 et IDEA STATICA.

CHAPITRE VIII :
CALCUL AU FEU

CHAPITRE VIII : CALCUL AU FEU

VIII.1 Introduction

La sécurité contre l'incendie a pour but de protéger les personnes et les équipements d'un bâtiment ou d'un établissement afin de prévenir le risque et limiter aux maximum les dégâts.

Chaque construction suit des réglementations spécifiques selon des exigences et des normes correspondantes aux différents types de la conception et de la fonctionnalité de l'ouvrage.

En plus de ses meilleures caractéristiques mécaniques et physiques, l'acier est un matériau incombustible qui n'incite pas le développement du feu, il est étanche aux gaz et aux flammes et offre des solutions techniques performantes pour construire des structures avec des différentes formes voulues. Par contre, dans un cas d'incendie et lorsque la température atteint les 500°C, l'acier perd progressivement la moitié de sa résistance et sa rigidité, ce qui nécessite de chercher des solutions supplémentaires pour améliorer ces deux caractéristiques du matériau au feu et donc maintenir la stabilité du bâtiment.

Pour cela, dans ce chapitre on va faire le calcul et la vérification au feu de notre structure à l'aide de notre connaissance qui on a étudié en master 1.

VIII.2 Généralité

Le feu est un phénomène physique qui peut représenter sur un triangle à trois éléments essentiels :

- Élément combustible (papier, bois, gaz.....).
- Élément comburant (oxygène).
- Energie (chaleur).

Lorsque la température d'inflammation est atteinte et sous l'action d'une énergie d'activation, les éléments de combustibles et de comburants entrent en réaction exothermique de combustion et résultent un début incendie.

VIII.2.1 Objectif de la sécurité incendie

Les objectifs de la sécurité incendie sont la protection efficace contre les risques d'incendie des personnes et des biens. Plus précisément, ils concernent

- ✓ La sauvegarde des vies des occupants de l'immeuble.
- ✓ La protection des vies des services d'intervention.

- ✓ La protection de l'intégrité du bâtiment.
- ✓ La sauvegarde des bâtiments adjacents.

Les exigences de base de la protection incendie consistent à

- ✓ Réduire le développement de l'incendie.
- ✓ Eviter la propagation du feu.
- ✓ Assurer l'évacuation rapide des occupants avec une relative sécurité.
- ✓ Faciliter l'intervention du corps des sapeurs-pompiers.

VIII.2.2 Les mesures de protection active et passive

Deux types de mesures sont classiquement mis en œuvre pour protéger les personnes et les bâtiments :

- Les mesures de protection active

Il s'agit de mesures visant à mettre à disposition des moyens de lutte directe contre le feu et ses conséquences (extinction automatique, alarmes...). Elles visent à limiter le risque d'un incendie sévère. Pour retirer les avantages des mesures actives, il convient que leur usage soit conditionné par des mesures appropriées de maintenance, de formation, de certification, d'agrément de personnes.

- Les mesures de protection passive

Il s'agit de moyens permettant, du fait de leur conception et de leur emplacement, une maîtrise des conséquences de l'incendie (compartimentage, cloisons ou planchers coupe-feu...). Elles constituent une protection opérationnelle à tout moment. La protection au feu est réalisée par une série de mesures s'étendant de la conception des chemins d'évacuation, des compartiments, de la protection contre chaleur, fumées et gaz toxiques jusqu'au dimensionnement au feu des structures portantes.

VIII.2.3 Physique de l'incendie

VIII.2.3.1 Le triangle du feu et les phases de développement

Pour qu'un incendie puisse prendre naissance, il faut la présence conjuguée de trois éléments l'oxygène (21% en volume dans l'air), des matériaux combustibles et une source de chaleur. Ils constituent ce qu'il est convenu d'appeler le triangle du feu.

Les deux premiers éléments entrent en combustion lorsque la température d'inflammation est atteinte. La combustion du carbone produit du gaz carbonique CO et, si l'oxygène vient à manquer, elle produit le gaz bien connu, très dangereux pour l'être humain, le CO₂.



Figure VIII. 1: Triangle du feu.

VIII.2.3.2 Déroulement d'un incendie

Un incendie se développe en plusieurs phases au cours desquelles la température des gaz sous plafond va s'élever. En fonction de la puissance du foyer initial, de son environnement, il va s'étendre plus ou moins et finalement décliner. Les quatre phases sont présentées dans le schéma suivant :

- Écllosion

La rencontre des éléments du triangle du feu va permettre à la combustion de s'amorcer. A ce stade, le dégagement de chaleur est modéré, les fumées peu abondantes.

- Croissance

La combustion produit de la chaleur, le feu entretient et accroît l'énergie d'activation. Si le combustible et le comburant sont disponibles en quantités suffisantes, l'incendie s'étend de manière rapide. On estime que pour éteindre un feu sec naissant, il faut un verre d'eau durant la première minute, un seau d'eau au cours de la deuxième minute, une citerne d'eau au bout de la troisième minute. Dans le cas d'un feu clos (par exemple un feu d'habitation), on estime que la température de l'air atteint 600 °C au bout de cinq minutes.

Dans une cage d'escalier, elle peut atteindre 1 200 °C dans le même temps. Dans ces conditions, nous pouvons rapidement atteindre un embrasement généralisé.

- Embrasement généralisé

Selon que le feu sera alimenté ou non en comburant, des phénomènes physiques différents apparaissent :

- ✓ Feu alimenté en comburant : L'embrasement généralisé éclair (en anglais flash over) est une phase du développement d'un feu dans un local semi-clos. D'un seul coup, toute une pièce se met à brûler dans son intégralité. Ce n'est pas le feu qui l'atmosphère, qui s'embrasant brusquement.
- ✓ Feu carencé en comburant : L'explosion de fumées (en anglais back raft) est une explosion qui se produit lors d'un incendie, en l'absence de toute substance explosive ou de réservoir sous pression.
- Déclin (refroidissement)

La durée du feu dépend évidemment de la quantité des combustibles présents exposés au feu, mais aussi, et fortement, de la nature et des dimensions du premier foyer et de la répartition des combustibles, comme des contraintes imposées par le bâtiment (parois et ouvertures). La consommation en combustible des foyers les plus actifs réduit progressivement le débit de chaleur, la phase finale est l'extinction spontanée. L'activité de combustion peut perdurer sur des foyers lents sans flammes vives, tels des braises, ou en combustion lente d'éléments organiques enfermés dans des cavités mal ventilées. La lutte contre le feu a évidemment pour but d'accélérer le déclin du feu au moyen de l'arrosage, de l'isolement de combustibles, etc.

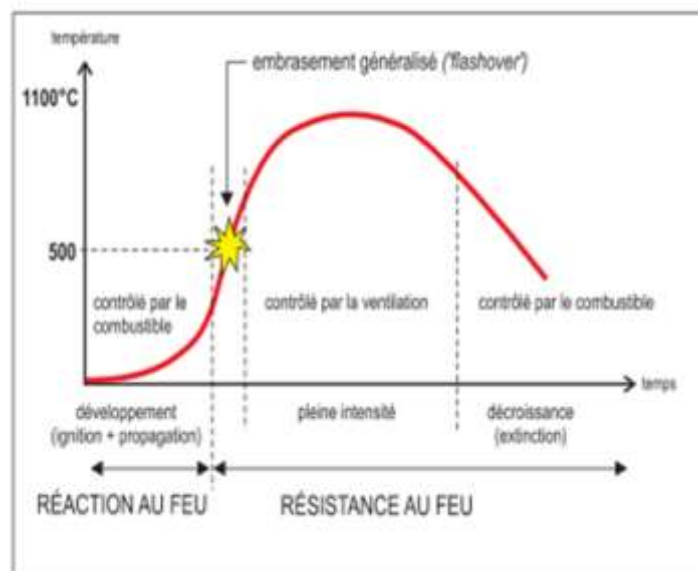


Figure VIII. 2: Phases de déroulement d'un incendie (1).

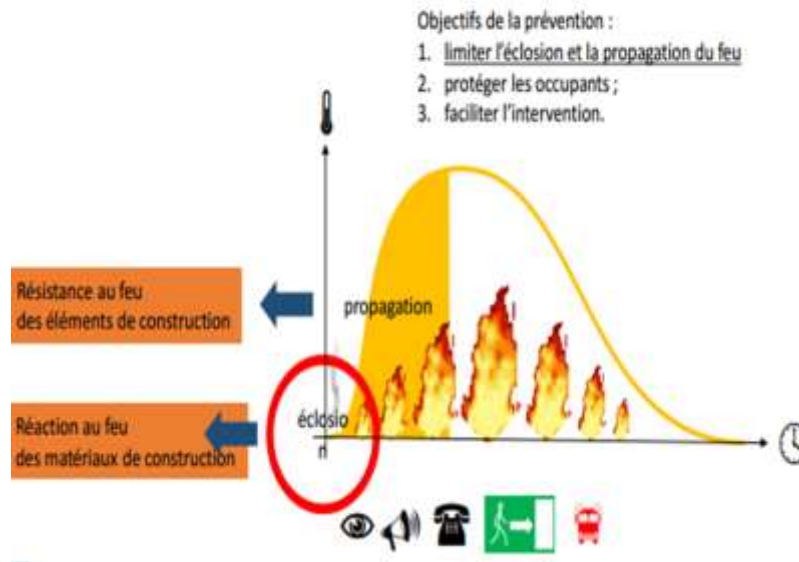


Figure VIII. 3: Phases de déroulement d'un incendie (2).

VIII.2.3.2.1 Critères réglementaires de comportement au feu

Dans le contexte réglementaire actuel, deux critères sont retenus pour caractériser le comportement au feu des structures et classer les matériaux et éléments de construction. Ces critères de classement, correspondent d'une part, à l'aptitude d'un matériau à participer, notamment par sa propre décomposition, au feu auquel il est exposé (c'est le critère de réaction au feu) et d'autre part, au temps pendant lequel les éléments de construction peuvent jouer le rôle qui leur est dévolu malgré l'action de l'incendie (c'est le critère de résistance au feu). Les éléments de construction sont ensuite classés par des laboratoires officiels.

a) Critère de réaction au feu

C'est l'aptitude qu'aura un matériau à contribuer au développement de l'incendie en tant qu'aliment au feu. Sont concernés les panneaux d'isolation, les revêtements muraux, les enduits, le mobilier, les éléments de décoration etc... Le classement « réaction au feu » des matériaux comporte 5 catégories (M0, M1, M2, M3 et M4) Ce mode de classement est réalisé du plus performant ou moins performant selon deux critères : la combustibilité et l'inflammabilité.

- ✓ La combustibilité : c'est la quantité de chaleur dégagée lors de la combustion du matériau.
- ✓ L'inflammabilité : c'est la quantité de gaz plus ou moins inflammables dégagée par le matériau.

Tableau VIII. 1: Le classement « réaction au feu » des matériaux

	Combustibilité	Inflammabilité	Exemples
M0	Incombustible	Ininflammable	pierre, brique, ciment, tuiles, plomb, acier, ardoise, céramique, plâtre, béton, verre, laine de roche
M1	Combustible	Ininflammable	matériaux composites, PVC, dalles minérales de faux-plafonds, polyester, coton
M2	Combustible	Difficilement inflammable	moquette murale
M3	Combustible	Moyennement inflammable	Bois, revêtement sol caoutchouc, laine
M4	Combustible	Facilement inflammable	papier, tapis fibres mélangées

b) Critère de résistance au feu

La résistance au feu d'un élément de construction ou d'un équipement est son aptitude à assumer sa fonction malgré l'incendie auquel il est soumis. Elle se réfère à des conditions d'exposition à la chaleur appelée "actions thermiques" et à des critères de performance relatifs aux fonctions assurées. Elle est exprimée sous la forme d'un classement caractérisant les performances évaluées (étanchéité au feu, isolation thermique, résistance mécanique...) complété de la durée forfaitaire pendant laquelle l'élément de construction ou l'équipement assure sa fonction malgré les effets du feu.

Ainsi, en fonction du rôle dévolu à un élément de construction au cours d'un incendie, son classement peut relever d'une des trois catégories suivantes :

- ✓ Stabilité au feu (SF) : il s'agit d'un critère de résistance mécanique, stipulant que l'élément concerné continue à assurer sa fonction résistante pendant la durée requise.
- ✓ Pare flammes (PF) : cette catégorie implique une résistance mécanique et une étanchéité aux flammes, aux gaz chauds et inflammables.
- ✓ Coupe-feu (CF) : l'élément de construction doit répondre non seulement aux critères de résistance mécanique, d'étanchéité aux flammes et aux gaz, mais aussi à ceux d'isolation thermique.

L'élément testé obtient un degré : SF, PF ou CF en fonction du temps pendant lequel il a satisfait aux différents critères (par exemple, degré SF 2h, degré CF ½ h). Ces degrés sont : ¼ h, ½ h, ¾ h, 1 h, 1h ½, 2h, 3h, 4h ou 6h.

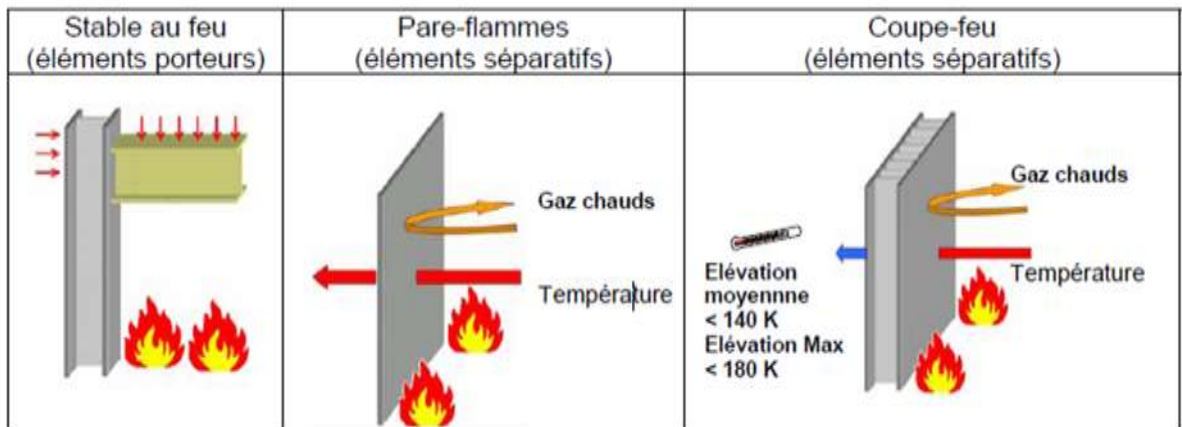


Figure VIII. 4: Schéma illustratif des critères de résistance au feu.

VIII.3 Calcul et vérification au feu

Le calcul et la vérification au feu se fait par les méthodes suivantes :

- Poutre et solive

L'élément est soumis à la flexion simple.

- ❖ La méthode niveau de chargement :

Vérification de l'élément a la température ambiante (situation durable).

1) Calcul du niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

Le coefficient ψ associé représente l'aspect cumulatif des combinaisons d'actions variables et/ou accidentelles, impliquant une action dominante et des actions variables non dominantes réduites.

Dans le cadre de l'action accidentelle incendie, seuls les coefficients associés ψ_1 et ψ_2 interviennent. Leurs valeurs sont fixées en fonction de l'action variable considérée et la catégorie du bâtiment.

Le tableau ci-contre récapitule les valeurs fixées pour différentes catégories de bâtiments.

Tableau VIII. 2: Valeurs des facteurs ψ pour les bâtiments

Action	Ψ_1	Ψ_2
Charges variables dans le bâtiment		
Catégorie A : habitation	0.5	0.3
Catégorie B : bureaux	0.5	0.3
Catégorie C : lieux de regroupement	0.7	0.6
Catégorie D : Commerces	0.7	0.6
Catégorie E : stockage	0.9	0.8
Neige, hauteur $H > 1000$ m	0.5	0.2
Hauteur $H \leq 1000$ m	0.2	0
Vent	0.2	0

2) Détermination des efforts dus à l'incendie

$$\begin{cases} M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \cdot M_{sd} \\ V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \cdot V_{sd} \end{cases}$$

3) Classification de la section au feu

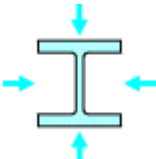
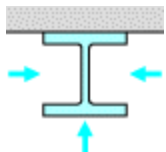
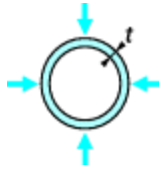
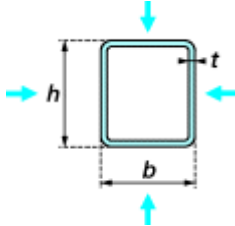
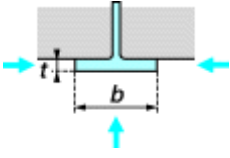
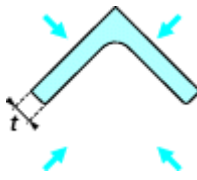
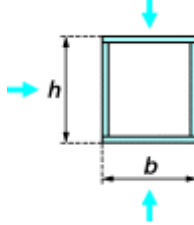
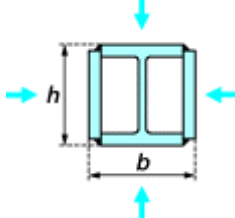
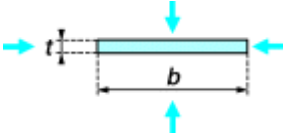
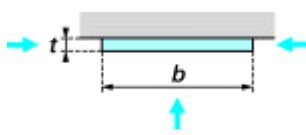
$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$$

4) Détermination du facteur de massiveté

Pour les éléments en acier non protégés : $\frac{A_m}{V} = \frac{Périmètre}{Aire}$

Le tableau ci-dessous donne quelques formules pour calculer le facteur de massiveté pour des profilés non protégés.


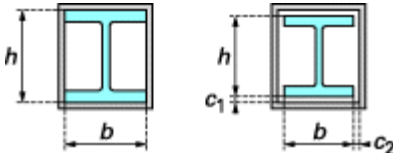
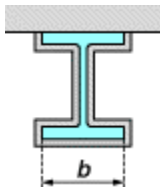
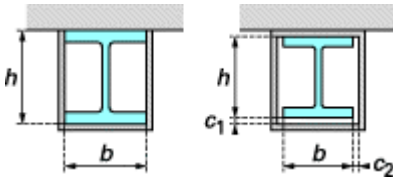
**Tableau VIII. 3: Formules pour le calcul du facteur de massivété (A_m/V en (m-1))
d'éléments en acier non protégés**

<p>Profilé exposé au feu sur tous les côtés</p>	<p>Profilé exposé au feu sur trois côtés</p>	<p>Profil creux circulaire exposé au feu sur tout le pourtour</p>	<p>Profil creux (ou caisson reconstitué soudé d'épaisseur constante) exposé au feu sur tous les côtés</p>
<p>$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire de la section}}$</p> 	<p>$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre exposé au feu}}{\text{Aire de la section d'acier}}$</p> 	<p>$A_m/V = 1/t$</p> 	<p>Si $t \ll b : A_m/V = 1/t$</p> 
<p>Semelle de profilé I exposée au feu sur trois côtés</p>	<p>Cornière (ou tout profilé ouvert d'épaisseur constante) exposée au feu sur tous les côtés</p>	<p>Caisson reconstitué soudé exposé au feu sur tous les côtés</p>	<p>Profilé I avec renforts formant caisson, exposé au feu sur tous les côtés</p>
<p>$A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ Si $t \ll b : A_m/V = 1/t_f$</p> 	<p>$A_m/V = 2/t$</p> 	<p>$\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{Aire de la section d'acier}}$</p> 	<p>$\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{Aire de la section d'acier}}$</p> 
<p>Plat exposé au feu sur tous les côtés</p>		<p>Plat exposé au feu sur trois côtés</p>	
<p>$A_m/V = 2(b+t)/(bt)$ si $t \ll b : A_m/V = 2/t$</p> 		<p>$A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ si $t \ll b : A_m/V = 1/t$</p> 	

Pour les éléments en acier protéger : $\frac{A_p}{V}$

Le tableau ci-dessous donne les facteurs de massivité de profilés protégés par des produits appliqués selon le contour (projetés et intumescents) et appliqués en caisson (produits en plaques), échauffés sur trois ou quatre côtés.

Tableau VIII. 4: Formules pour le calcul du facteur de massivité d'éléments en acier isolés par un matériau de protection contre le feu c1 et c2 représentent l'espace entre le profilé et la protection

Cas	Facteur de massivité (A_p/V)
	$\frac{\text{Périmètre de l'acier}}{\text{Aire de la section d'acier}}$
	$\frac{2(b+h)}{\text{Aire de la section d'acier}}$ avec c_1 et $c_2 < h/4$
	$\frac{\text{Périmètre de l'acier} - b}{\text{Aire de la section d'acier}}$
	$\frac{2h+b}{\text{Aire de la section d'acier}}$ avec c_1 et $c_2 < h/4$

5) Correction du facteur de massivité

- Pour les éléments non protégés :

- Section en I ou en H

$$K_{sh} = 0,9 \cdot \frac{\left(\frac{A_m}{V}\right)_{box}}{\frac{A_m}{V}}$$

- Les autres cas

$$K_{sh} = \frac{\left(\frac{A_m}{V}\right)_{box}}{\frac{A_m}{V}}$$

- Pour les éléments protéger :

$$\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}}$$

Avec :

λ_p : Conductivité thermique du matériau isolant [W/mK]

d_p : Epaisseur sèche du matériau isolant [m]

ϕ : Inertie thermique relative du matériau isolant

$$\phi = \frac{C_p \cdot \rho_p}{C_a \cdot \rho_a} \cdot d_p \cdot \frac{A_p}{V}$$

C_p : Chaleur spécifique du matériau isolant [J/kgK]

ρ_p : Densité de l'acier = 7850 [kg/m³]

ρ_a : Densité du matériau isolant [kg/m³]

C_a : Chaleur spécifique de l'acier [J/kgK]

- Pour $20^\circ\text{C} \leq \Theta_a < 600^\circ\text{C}$:

$$C_a = 425 + 7.73 \times 10^{-1} \Theta_a - 1.69 \times 10^{-3} \Theta_a^2 + 2.22 \times 10^{-6} \Theta_a^3$$

- Pour $600^\circ\text{C} \leq \Theta_a < 735^\circ\text{C}$:

$$C_a = 721 + \frac{5371}{738 - \Theta_a}$$

- Pour $735^\circ\text{C} \leq \Theta_a < 900^\circ\text{C}$:

$$C_a = 605 + \frac{7624}{\Theta_a - 731}$$

- Pour $900^\circ\text{C} \leq \Theta_a < 1200^\circ\text{C}$:

$$C_a = 650$$

6) Détermination de la température critique Θ_{cr}

a) Par itération

- Pour les éléments non protégés

$$\Delta \theta_a = K_{sh} \cdot \frac{1}{C_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_m}{V} \cdot h_{net} \cdot \Delta t$$

- Pour les éléments protégés

$$\Delta \theta_a = \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{C_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}} \right) \cdot (\theta_g - \theta_a) \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta \theta_g$$

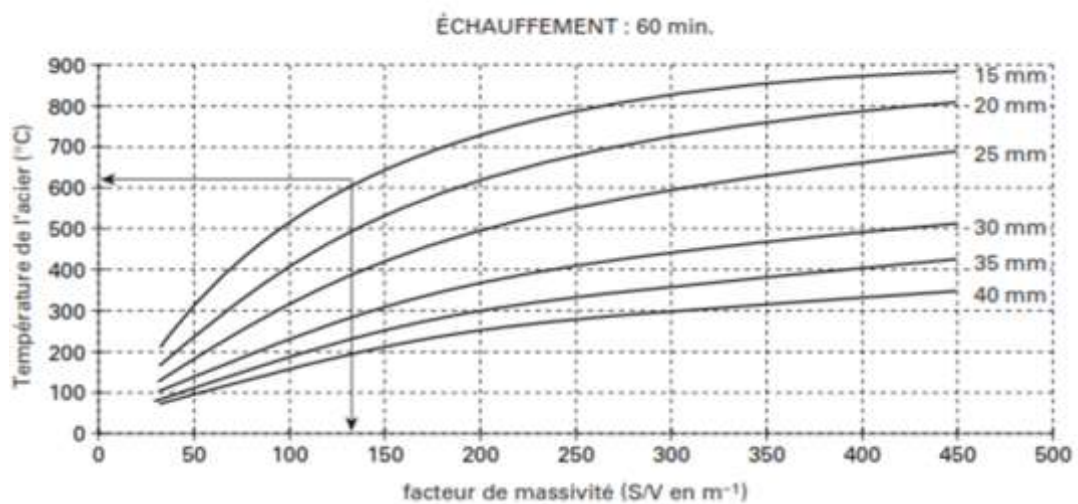


Figure VIII. 5: Exemple de détermination de la température critique pour les sections protégées par la méthode itérative.

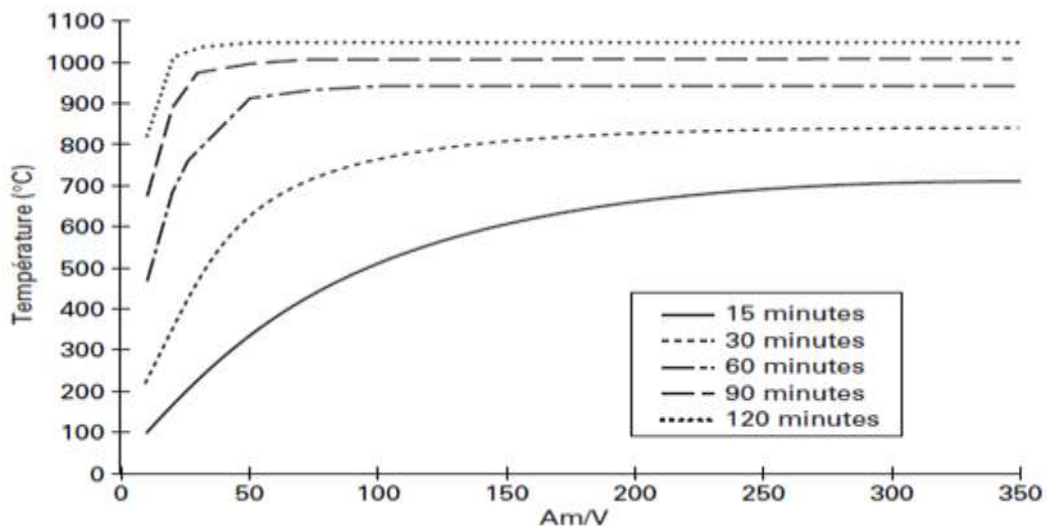


Figure VIII. 6: Exemple de détermination de la température critique pour les sections non protégées par la méthode itérative.

b) Graphiquement :

Ou bien lire directement la valeur de la température à partir du nomogramme.

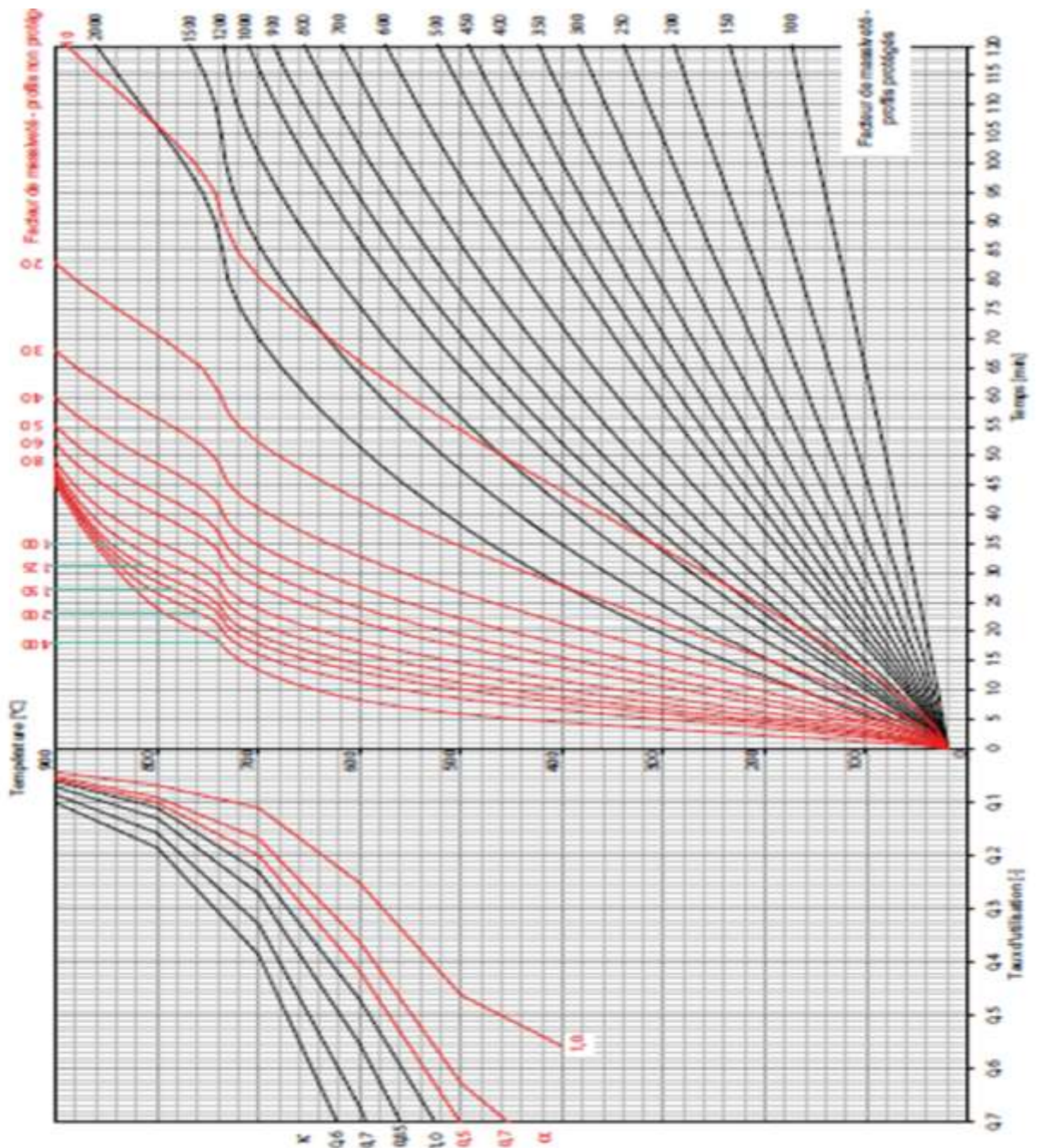


Figure VIII. 7: Nomogramme pour déterminer la température critique et la résistance au feu.

7) Détermination du facteur de réduction $K_{y,\theta}$

Tableau VIII. 5: Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier aux températures élevées

Température de l'acier θ_a	Facteurs de réduction à la température θ_a par rapport à la valeur de f_y ou E_a à 20°C		
	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite de proportionnalité $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Facteur de réduction (par rapport à E_a) pour la pente du domaine élastique linéaire $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE : Pour des valeurs intermédiaires de la température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.

8) Facteur d'adaptation

La température dans la structure en acier est uniforme. Une répartition non uniforme de la température est compensée par le coefficient de correction K

$$K = K_1 \times K_2$$

Avec

K_1 : pour tenir compte d'une répartition de température non uniforme dans la section de la poutre

- $K_1 = 0,75$ poutre non protégée, chauffée de trois côtés.
- $K_1 = 0,85$ poutre protégée, chauffée de trois côtés.
- $K_1 = 1$ poutre chauffée de toutes parts.

K_2 : pour tenir compte d'une répartition de température non uniforme sur la longueur de la poutre

- $K_2 = 0,85$ à l'appui d'une poutre hyperstatique.
- $K_2 = 1$ dans tous les autres cas.

9) Vérification à la résistance

En cas de classe 1 ou 2 du profilé

$$\begin{cases} M_{fi,Ed} \leq M_{fi,Rd} = \frac{\gamma_{M,0}}{K_1 \cdot K_2} \cdot (K_{y\theta} \cdot M_{pl,Rd}) \\ V_{fi,Ed} \leq V_{fi,Rd} = K_{y\theta} \cdot V_{pl,Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} \end{cases}$$

$$\gamma_{M,0} = 1$$

$$\gamma_{M,fi} = 1$$

❖ Méthode de taux d'utilisation

1) Le taux d'utilisation

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{d,0}}$$

2) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

3) Détermination de Θ_{cr}

À partir du nomogramme : $\begin{cases} K \Rightarrow \\ \mu_0 \Rightarrow \end{cases} \theta_{cr}$ voir figure 7

4) Facteur de massivité

Pour les éléments en acier non protégé : $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}}$

Pour les éléments en acier protégé : $\frac{A_p}{V}$

5) Correction de facteur de massivité

Pour les éléments non protégé :

- Section en I ou en H

$$K_{sh} = 0,9 \cdot \frac{\left(\frac{A_m}{V}\right)_{box}}{\frac{A_m}{V}}$$

- Les autres cas

$$K_{sh} = \frac{\left(\frac{A_m}{V}\right)_{box}}{\frac{A_m}{V}}$$

Pour les éléments protéger :

$$\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}}$$

6) Le temps correspondant à Θ_{cr}

A partir du nomogramme on peut lire la valeur du temps t (min) correspondant à la valeur de Θ .

o Vérification au feu de la structure

VIII.3.1 Solives

VIII.3.1.1 Plancher courant (Habitation) :

- Premier cas : Solive non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La solive est un IPE 200 d'une longueur de 4,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondants : moment fléchissant et effort tranchant.

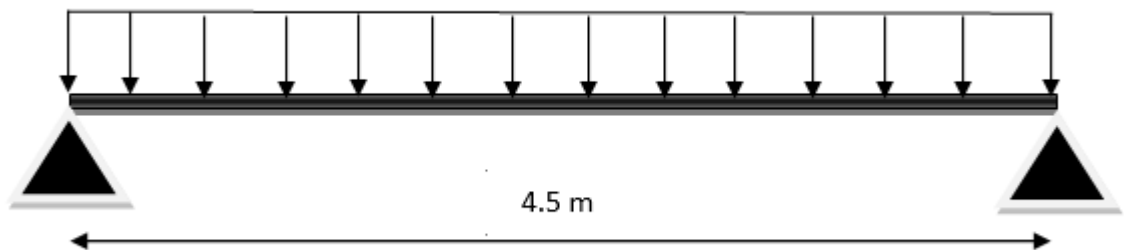


Figure VIII. 8: Schéma statique de la solive courant.

✓ Les charges

- La charge permanente $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du profilé $g_p = 0,224 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 38,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 55,15 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 33,80 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 202,01 \text{ KN}$$

❖ Vérification de la résistance en situation d'incendie

1) Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi = 0,3 \rightarrow$ habitation.

$$\eta_{fi} = \frac{5,6 + 0,3 \times 1,5}{1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 1,5} = 0,617.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,617 \times 38,02 = 23,46 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,617 \times 33,80 = 20,85 \text{ KN.}$$

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 9\varepsilon = 7,07. \\ \frac{c}{t_f} = 4,14 < 9\varepsilon. \longrightarrow \text{La semelle est de classe 1.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 28,39 < 72\varepsilon. \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de **classe 1**.

3) Facteur de massiveté

$$\text{IPE 200} \longrightarrow A = 28,48 \text{ cm}^2 = 2848 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}} = \frac{3b + 2(h - t_w - 4r) + 2\pi r}{A}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3 \times 100 + 2(200 - 5,6 - 4 \times 12) + 2\pi \times 12}{2848} = 302,03 \text{ m}^{-1}.$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 200 + 100) / 2848}{0,30203} = 0,52.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,52 \times 302,03 = 157,05 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K=K_1 \times K_2$$

$K_1=0,7$ → solive exposée sur 3 faces non protégée.

$K_2=1$ → autre cas.

6) La vérification

D'après la Figure 6 de la température l'élément en fonction de son facteur de massivité et de la durée de stabilité au feu requise.

- Pour $t = 60\text{min}$

Facteur de massivité = $157,05\text{m}^{-1}$. $\rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060$

- Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 55,15) = 4,73 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 202,01 \times 1 = 12,12 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 4,73 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 23,42 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 12,12 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 20,82 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La solive IPE 200 ne répond pas aux conditions de résistance donc on fait une couche de plâtre de 25mm pour la protection.

- Deuxième cas : Solive protégée

❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 302,03 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 600^\circ \text{ (Figure VIII.5).} \end{array} \right.$$

Pour $\Theta_{cr} = 6000^\circ \rightarrow K_{y_0} = 0,47$ (D'après **Tableau VIII. 1**)

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,47 \times 55,15 = 30,49 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,47 \times 202,01 \times 1 = 94,94 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 30,49 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 23,46 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 94,94 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 20,85 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3.1.2 Plancher terrasse

- Premier cas : Solive non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La solive est un IPE 200 d'une longueur de 4,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondants : moment fléchissant et effort tranchant.

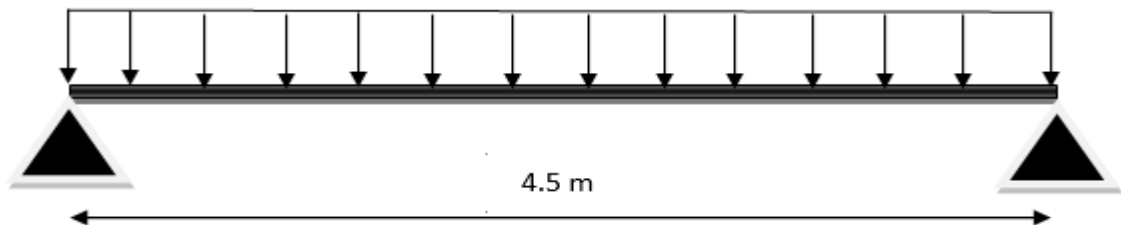


Figure VIII. 9: Schéma statique de la solive terrasse.

- Les charges
 - La charge permanente $G = 6,67 \text{ KN/m}^2$.
 - La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
 - Poids propre du profilé $g_p = 0,224 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 40,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 55,15 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 36,14 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = 202,01 \text{ KN.}$$

- Vérification de la résistance en situation d'incendie

1) Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi = 0,3 \rightarrow$ habitation.

$$\eta_{fi} = \frac{6,67 + 0,3 \times 1}{1,35 \times 6,67 + 1,5 \times 1} = 0,663.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,663 \times 40,65 = 26,95 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,663 \times 36,14 = 23,96 \text{ KN.}$$

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 9\varepsilon = 7,07. \\ \frac{c}{t_f} = 4,14 < 9\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 1.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 28,39 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de **classe 1**.

3) Facteur de massiveté

$$\text{IPE 200} \longrightarrow A = 28,48 \text{ cm}^2 = 2848 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}} = \frac{3b + 2(h - t_w - 4r) + 2\pi r}{A}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3 \times 100 + 2(200 - 5,6 - 4 \times 12) + 2\pi \times 12}{2848} = 302,03 \text{ m}^{-1}.$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 200 + 100) / 2848}{0,30203} = 0,52.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,52 \times 302,03 = 157,05 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ solive exposée sur 3 faces non protégée.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

6) La vérification :

D'après la Figure 6 de la température l'élément en fonction de son facteur de massivité et de la durée de stabilité au feu requise.

- Pour $t = 60\text{min}$

$$\text{Facteur de massivité} = 157,05\text{m}^{-1} \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060$$

- Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 55,15) = 4,73 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 202,01 \times 1 = 12,12 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 4,73 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 26,95 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 12,12 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 23,96 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La solive IPE 200 ne répond pas aux conditions de résistance donc on fait une couche de plâtre de 25mm pour la protection.

- Deuxième cas : Solive protégée

❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 302,03 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 600^\circ \end{array} \right.$$

- Pour $\Theta_{cr} = 600^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,47$ (D'après **Tableau 2**)[11].

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,47 \times 55,15 = 36,98 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,9 \times 202,01 \times 1 = 94,94 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 36,98 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 26,95 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 94,94 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 23,96 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3.2 Poutres porteuses

VIII.3.2.1 Plancher courant (Habitation)

- Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA360 d'une longueur de 5,8m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondants : moment fléchissant et effort tranchant.

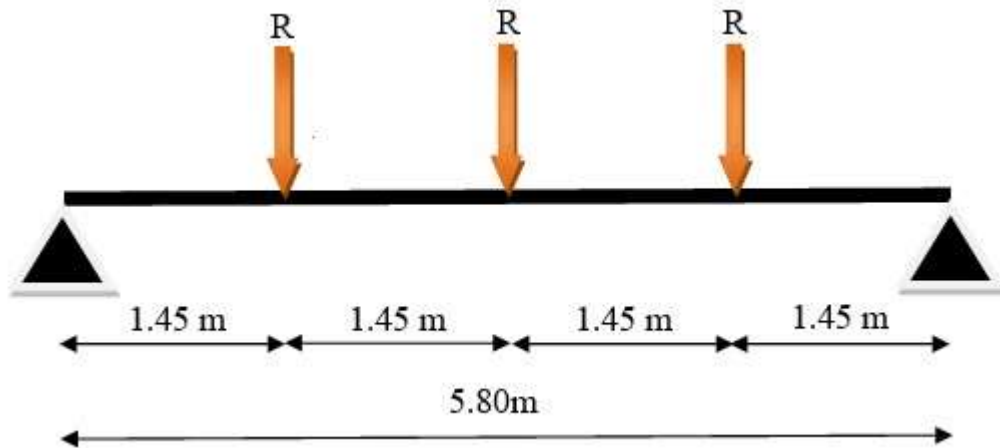


Figure VIII. 10: Schéma statique de la poutre principale (courant).

- Les charges

- La charge permanente $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du profilé $g_p = 1,12 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 205,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 522 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 108,62 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = 707,25 \text{ KN.}$$

- Vérification de la résistance en situation d'incendie

- 1) Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi=0,3 \rightarrow$ habitation.

$$\eta_{fi} = \frac{5,6 + 0,3 \times 1,5}{1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 1,5} = 0,617.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,617 \times 205,82 = 126,99 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,617 \times 108,62 = 67,02 \text{ KN.}$$

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 6,74 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 26,1 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de **classe 2**.

3) Facteur de massiveté

$$\text{HEA 360} \longrightarrow A = 142,80 \text{ cm}^2 = 14280 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{Am}{V} = 107,40 \text{ m}^{-1}$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 350 + 300) / 14280}{0,10740} = 0,587.$$

$$K_{sh} \times \frac{Am}{V} = 0,587 \times 107,40 = 63,04 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces non protégée.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas

6) La vérification

D'après la Figure 6 de la température l'élément en fonction de son facteur de massivité et de la durée de stabilité au feu requise

- Pour $t = 60 \text{ min}$

Facteur de massiveté = $107,40 \text{ m}^{-1}$. $\rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060$

- Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,06 \times 522) = 44,74 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 707,25 \times 1 = 42,43 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 44,74 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 126,99 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 42,43 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 67,02 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La poutre HEA 360 ne répond pas aux conditions de résistance donc on fait une couche de plâtre de 25mm pour la protection

- Deuxième cas : Poutre protégée
- ❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 107,40 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 320^\circ \text{ (D'après Figure 5) [11]} \end{array} \right.$$

Pour $\Theta_{cr} = 320^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 1$ (D'après **Tableau 3**) [11]

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 1 \times 522 = 614,12 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 1 \times 707,25 \times 1 = 707,25 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 614,12 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 126,99 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 707,25 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 67,02 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.2.2 Plancher terrasse

- Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA 360 d'une longueur de 5,8m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondants : moment fléchissant et effort tranchant.

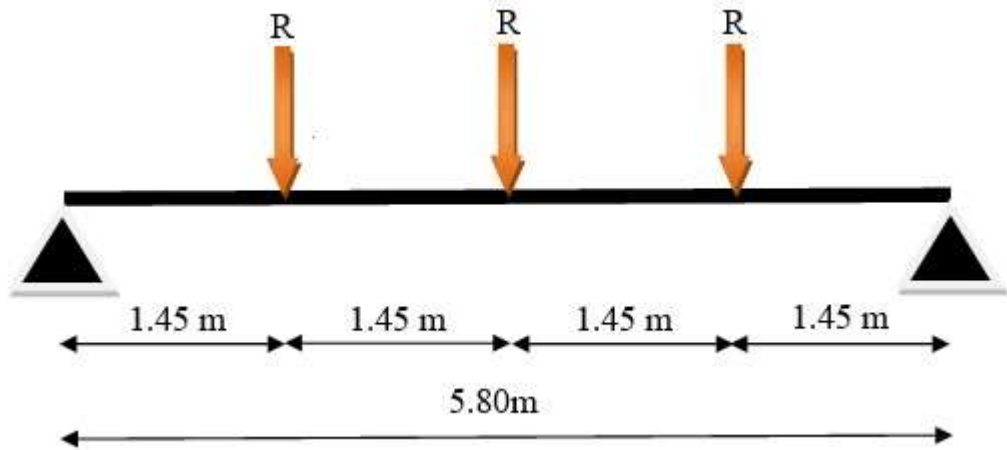


Figure VIII. 11: Schéma statique de la poutre principale (terrasse).

- Les charges

- La charge permanente $G = 6,67 \text{ KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du profilé $g_p = 1,12 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 206,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 522 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 108,94 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = 707,25 \text{ KN.}$$

- Vérification de la résistance en situation d'incendie

- 1) Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi=0,3 \rightarrow$ habitation.

$$\eta_{fi} = \frac{6,67 + 0,3 \times 1}{1,35 \times 6,67 + 1,5 \times 1} = 0,663.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,663 \times 206,28 = 136,76 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,663 \times 108,94 = 72,22 \text{ KN.}$$

- 2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 6,74 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 26,1 < 72\varepsilon \longrightarrow L'ame \text{ est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de **classe 2**.

3) Facteur de massiveté

$$\text{HEA 360} \longrightarrow A = 142,80 \text{ cm}^2 = 14280 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{Am}{V} = 107,40 \text{ m}^{-1}.$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 350 + 300) / 14280}{0,10740} = 0,587.$$

$$K_{sh} \times \frac{Am}{V} = 0,587 \times 107,40 = 63,04 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces non protégée.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

6) La vérification

D'après la figure 6 de la température l'élément en fonction de son facteur de massiveté et de la durée de stabilité au feu requise

- Pour $t = 60 \text{ min}$

$$\text{Facteur de massiveté} = 71,90 \text{ m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060$$

- Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 522) = 44,74 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 707,25 \times 1 = 42,43 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 44,74 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 136,76 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 42,43 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 72,22 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La poutre HEA360 ne répond pas aux conditions de résistance donc on fait une couche de plâtre de 25mm pour la protection.

- Deuxième cas : Poutre protégée
- ❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{Ap}{V} = 107,40 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 320^\circ \end{array} \right.$$

- Pour $\Theta_{cr} = 320^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 1$ (D'après **Tableau 5**) [11]

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 1 \times 522 = 614,12 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 1 \times 707,25 \times 1 = 707,25 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 614,12 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 136,76 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 707,25 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 72,22 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.3 Poutres secondaires

VIII.3.3.1 Plancher courant (Habitation)

- Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA240 d'une longueur de 4,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondants : moment fléchissant et effort tranchant.

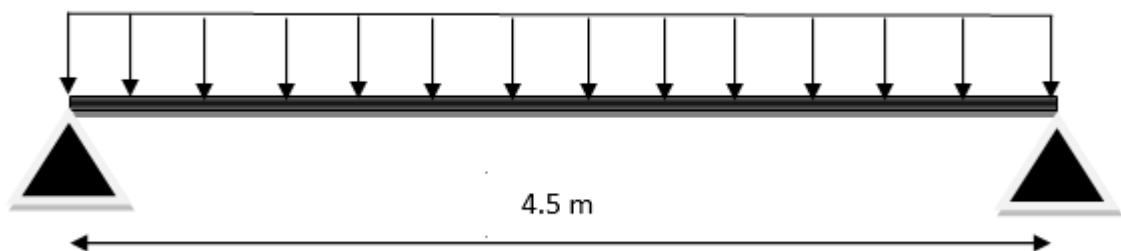


Figure VIII. 12: Schéma statique de la poutre secondaire (courant).

- Les charges

- La charge permanente $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du profilé $g_p = 0.603 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 39,31 \text{ KN.m} \qquad M_{pl,rd} = 186,15 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 34,94 \text{ KN.} \qquad V_{pl,rd} = 363,44 \text{ KN.}$$

- Vérification de la résistance en situation d'incendie

- 1) Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi = 0,3 \rightarrow$ habitation.

$$\eta_{fi} = \frac{5,6 + 0,3 \times 1,5}{1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 1,5} = 0,617.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,617 \times 39,31 = 24,25 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,617 \times 34,94 = 21,56 \text{ KN.}$$

- 2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 7,93 > 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 21,87 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de **classe 2**.

- 3) Facteur de massiveté

$$\text{IPE 240} \longrightarrow A = 76,84 \text{ cm}^2 = 7684 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{Am}{V} = 190,65 \text{ m}^{-1}$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 230 + 240) / 7684}{0,19065} = 0,43.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,43 \times 190,65 = 81,98 \text{m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces non protégée.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas

6) La vérification

D'après la figure 6 de la température l'élément en fonction de son facteur de massiveté et de la durée de stabilité au feu requise

- Pour $t = 60 \text{min}$

Facteur de massiveté = $66,57 \text{m}^{-1}$. $\rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060$

- Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,06 \times 186,15) = 15,95 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 363,44 \times 1 = 21,80 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 15,95 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 24,25 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 21,80 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 21,56 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La poutre HEA320 ne répond pas aux conditions de résistance donc on fait une couche de plâtre de 25mm pour la protection

- Deuxième cas : Poutre protégée

❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 190,65 \text{m}^{-1}. \end{array} \right.$$

$$\Theta_{cr} = 480^\circ$$

Pour $\Theta_{cr} = 480^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,780$ (D'après **Tableau 5**) [11]

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,780 \times 186,15 = 170,82 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,780 \times 363,44 \times 1 = 283,48 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 170,82 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 24,25 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 283,48 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 21,56 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3.3.2 Plancher terrasse

- Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA 240 d'une longueur de 4,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondants : moment fléchissant et effort tranchant.

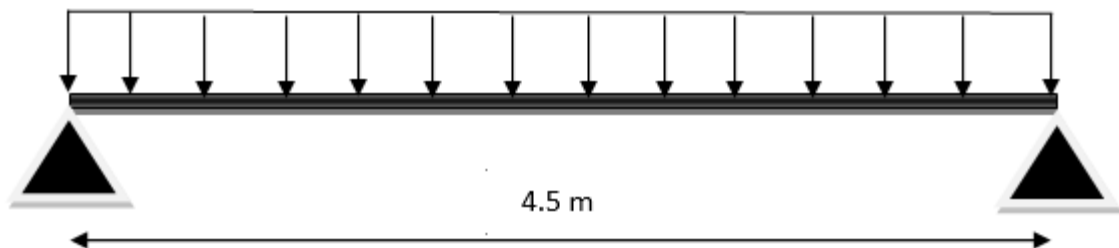


Figure VIII. 13: Schéma statique de la poutre secondaire (terrasse).

- Les charges
 - La charge permanente $G = 6,67 \text{ KN/m}^2$.
 - La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
 - Poids propre du profilé $g_p = 0.603 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 41,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 186,15 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 37,28 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = 363,44 \text{ KN.}$$

- Vérification de la résistance en situation d'incendie

7) Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi = 0,3 \rightarrow$ habitation.

$$\eta_{fi} = \frac{6,67 + 0,3 \times 1}{1,35 \times 6,67 + 1,5 \times 1} = 0,663.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,663 \times 41,94 = 27,81 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,663 \times 37,28 = 24,72 \text{ KN.}$$

8) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 7,93 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 21,87 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de **classe 2**.

9) Facteur de massivité

$$\text{HEA 240} \longrightarrow A = 76,84 \text{ cm}^2 = 7684 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_m}{V} = 190,65 \text{ m}^{-1}.$$

10) Correction de facteur de massivité

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 230 + 240) / 7684}{0,19065} = 0,43.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,43 \times 190,65 = 81,98 \text{ m}^{-1}.$$

11) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces non protégée.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

12) La vérification

D'après la figure 6 de la température l'élément en fonction de son facteur de massivité et de la durée de stabilité au feu requise

- Pour $t = 60\text{min}$

$$\text{Facteur de massivité} = 66,57\text{m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060$$

- Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 186,15) = 15,95 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 363,44 \times 1 = 21,80 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 15,95 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 27,81 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 21,80 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 24,72 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La poutre HEA 240 ne répond pas aux conditions de résistance donc on fait une couche de plâtre de 25mm pour la protection

- Deuxième cas : Poutre protégée
- ❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 190,65 \text{ m}^{-1}. \end{array} \right. \Theta_{cr} = 480^\circ$$

$$\text{Pour } \Theta_{cr} = 480^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,780 \text{ (D'après Tableau 5) [11]}$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,780 \times 186,15 = 170,82 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,780 \times 363,44 \times 1 = 283,48 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 170,82 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 27,81 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 283,48 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 24,72 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les éléments de notre structure qui on a étudié sont des éléments protégés contre l'incendie.

VIII.4 Conclusion

Avec l'ingénierie de la sécurité incendie, dans le cadre d'une réglementation performancielle, l'incendie n'est plus une contrainte réglementaire subie par le concepteur et l'utilisateur d'un ouvrage mais devient une action de dimensionnement de l'ouvrage, au même titre que le vent, la neige, le séisme pour la conception des bâtiments. En outre, à la différence de ces actions, l'incendie est la seule action sue laquelle il est possible d'intervenir pour la minimiser.

CHAPITRE IX :
CALCUL LES ELEMENTS DU
SOUS-SOL

CHAPITRE IX : CALCUL LES ELEMENTS DU SOUS-SOL

IX.1 Introduction

On appelle sous-sol toute pièce ou étage qui est en dessous du rez-de-chaussée d'un édifice, et donc majoritairement ou entièrement en dessous de la surface du sol.

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constituent le sous-sol.

IX.2 Etude les éléments du sous-sol

Dans notre cas on a 1 sous-sol, nous devons faire un pré dimensionnement des éléments résistants en respectant les règles et les normes en vigueur.[5]

- Les planchers : on a choisi d'utiliser des planchers mixtes comme dans les étages courants en gardant les mêmes dimensions et charges.
- Les poutres : les mêmes profilés que celles des étages courants.
- Les poteaux : on va choisir des poteaux mixtes.
- Voile périphérique : le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément charger par la poussée de terre.

IX.2.1 Etude de voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher sous-sol.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec le plancher du sous-sol et les fondations.

1.1 Prédimensionnement

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes : [5]

- Epaisseur > 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3,30m.

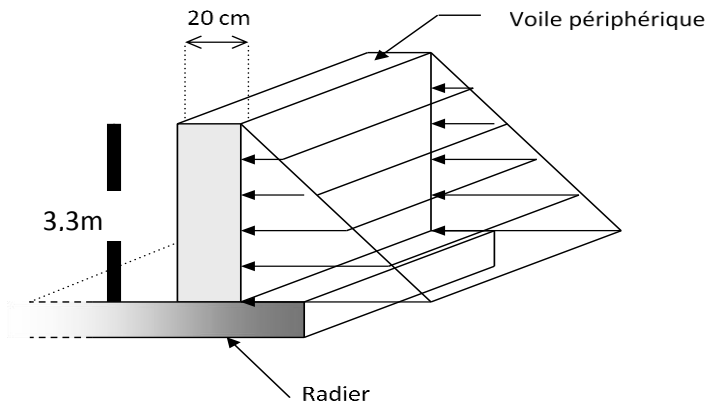


Figure IX. 1: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.

1.2 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3,30\text{m.} \\ L_y = 5,80\text{m.} \end{array} \right.$$

D'après BAEL modifier 99, les charges réparties sont données par

$$Q = A.\gamma.H$$

Avec :

Q : la contrainte sur une bande de 1m.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : poids spécifique de terre ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$).

H : hauteur de voile (H= 3,30 m).

On a $\varphi = 30^\circ$ dépend de type de terrain

$$\longrightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,333.$$

❖ Effort dans le voile

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,30}{5,80} = 0,57 > 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2. \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}. \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x}. \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y}. \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,3 M_{0x}. \\ M_{ay} = -0,5 M_{0y}. \end{cases}$$

• Combinaison fondamentale :

$$\begin{cases} \text{E.LU : } q_u = (1,35\gamma h_e A) \cdot 1 \rightarrow q_u = 1,35 \times 18 \times 3,30 \times 0,333 = 26,70 \text{ kN/ml.} \\ \text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = (\gamma h_e A) \cdot 1 = 18 \times 3,30 \times 0,333 = 19,78 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} u_x = 0,086 \\ u_y = 0,258 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times Q_u \times L_x^2 = 25,01 \text{ KN.m.} \\ M_y = u_y \times M_x = 6,45 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 21,26 \text{ KN.m.} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 5,48 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,3 \times M_x = -7,50 \text{ KN.m.} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_y = -3,23 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

❖ Calcul de ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = e = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad \delta_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Tableau IX. 1 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M KN.m	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	X-X	21,26	0,044	0	0,056	17,60	2,78	4HA10	3,14	20
	Y-Y	5,48	0,011	0	0,014	17,90	0,70	4HA10	3,14	20
Appuis	X-X	-7,50	0,015	0	0,019	17,86	0,97	2HA10	1,57	20
	Y-Y	-3,23	0,006	0	0,007	17,95	0,41	2HA10	1,57	20

- Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens en disposé en deux nappes. [5]

$$A_t = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, avec épaisseur compté entre 12 et 30 cm.

$$\begin{cases} A_x > A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times \frac{bh}{2} = 1,46 \text{ cm}^2. \\ A_y > A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 1,20 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Avec $\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de 500 MPa.

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,46 \text{ cm}^2. \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 1,20 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} A_x = 1,57 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,46 \text{ cm}^2. \\ A_y = 1,57 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bh} < \overline{\tau_u} = 0,05f_{c28}$

$$T_u = \max (T_x ; T_y).$$

$$\begin{cases} T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{26,7 \times 3,3 \times 5,8}{2(3,3) + 5,8} = 41,213 \text{ KN}. \\ T_y = \frac{qu \times L_x}{3} = \frac{26,7 \times 3,3}{3} = 29,37 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$T_u = \max (41,213 ; 29,37) = 41,213 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{41,213 \cdot 10^3}{1000 \times 200} = 0,206 \text{ MPa}. \\ \tau_u = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}. \end{cases}$$

$$\tau_u = 0,206 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

❖ Vérification à ELS

- Evaluation des sollicitations à ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,57 > 0,40.$$

$$\begin{cases} u_x = 0,086 \\ u_y = 0,258 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times Q_s \times L_x^2 = 18,525 \text{ KN.m}. \\ M_y = u_y \times M_x = 4,78 \text{ KN.m}. \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x = 15,75 \text{ KN.m}. \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 4,063 \text{ KN.m}. \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,3 \times M_x = -5,56 \text{ KN.m.} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_y = -2,39 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y. \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y). \\ \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 250 \text{ MPa} \right\}. \end{cases}$$

Tableau IX. 2: Vérification des contraintes à ELS.

	Sens	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	Condition
Travée	X-X	15,75	3,14	4,42	15	258,63	250	Non vérifiée
	Y-Y	4,063	3,14	1,92	15	118,5	250	Non vérifiée
Appui	X-X	-5,56	2,26	1,79	15	125,62	250	Vérifiée
	Y-Y	-2,39	2,26	1,29	15	91,15	250	Vérifiée

Les contraintes en travée ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter la section d'armature.

Tableau IX. 3: Nouveau choix des armatures.

	Sens	choix	A_s (cm ²)
Travée	X- X	6HA12	6,79
	Y-Y	6HA12	6,79

- Vérification des contraintes

Tableau IX. 4: Nouvelle vérification des contraintes à ELS.

	Sens	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Condition
Travée	X-X	13,62	6,79	3,26	15	123,13	250	Vérifiée
	Y-Y	5,93	6,79	1,42	15	53,61	250	Vérifiée

- Le choix final de ferrailage

Tableau IX. 5: Choix final de ferrailage de voile périphérique.

	Sens	Choix	A_s (cm ²)	Esp (cm)
Travée	X-X	6HA12	6,79	20
	Y-Y	6HA12	6,79	20
Appui	X-X	2HA12	2,26	20
	Y-Y	2HA12	2,26	20

IX.2.2 Etude des poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types : [10]

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés les semelles et l'âme des profilés les constituant sont enrobés d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre les semelles qui est remplis de béton.

2.1 Méthodes de calcul des poteaux mixtes

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement

- La méthode générale : qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et a deux poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et peut être appliquée avec l'utilisation de programme informatique.
- La méthode simplifiée : utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux. Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques.

Dans notre cas en va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau partiellement enrobé soumis à compression axiale.

2.2 Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- ✓ La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- ✓ La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0,2 et 0,9.
- ✓ Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- ✓ L'élanement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0.
- ✓ Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le sens y : } 40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c. \\ \text{Dans le sens z : } 40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c. \end{array} \right.$$

2.3 Hypothèse de calcul

1. Prédimensionnement de la section mixte [10]

- Section en acier

HEA 550.

- Béton C25/30

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c. \\ A_s \leq 0,6\% A_c. \end{array} \right.$$

- Enrobage

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4h_c. \\ 40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_c. \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = bc = 300\text{mm}. \\ h = hc = 540\text{mm}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} \leq c_y \leq 120\text{mm} \longrightarrow c_y = 100\text{mm}. \\ 40\text{mm} \leq c_z \leq 147\text{mm} \longrightarrow c_z = 100\text{mm}. \end{array} \right.$$

- Section des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c = \frac{0,3}{100} (140204,24) = 4,21\text{cm}^2. \\ A_s \leq 0,6\% A_c = \frac{0,6}{100} (140204,24) = 8,41\text{cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 6,16\text{cm}^2 > 4,21\text{cm}^2 \\ 6,16\text{cm}^2 < 8,41\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

donc notre Le choix : 4T14

$$A_s = 6,16\text{cm}^2.$$

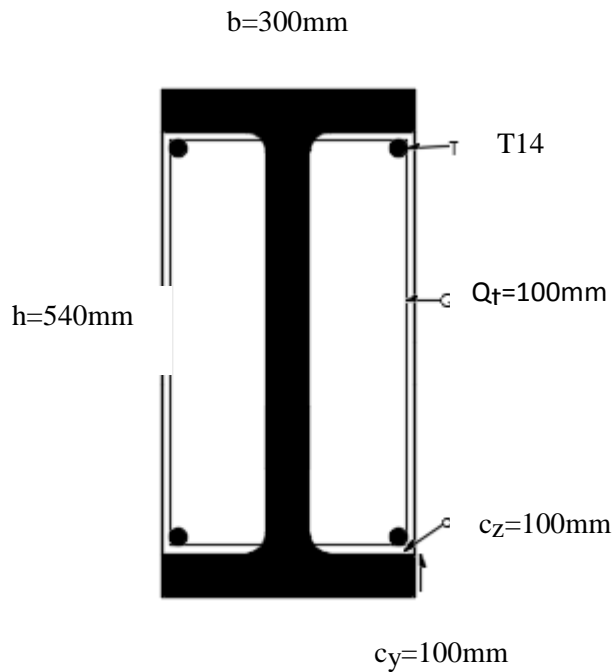


Figure IX. 2: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.

- Les caractéristiques du profilé laminé

HEA 550 S275 $f_y = 275\text{MPa}$ $E_a = 2,1 \cdot 10^5\text{MPa}$ $\gamma_a = 1,1$

$A_a = 197,50\text{cm}^2$

$$\left[\begin{array}{l} I_y = 111900 \times 10^4 \text{ mm}^4. \\ I_z = 10820 \times 10^4 \text{ mm}^4. \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} W_{ply} = 4622 \times 10^3 \text{ mm}^3. \\ W_{plz} = 1107 \times 10^3 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

- Les caractéristiques des armatures

4Ø14 acier S500 $f_{sk} = 500\text{MPa}$ $E_s = 2,1 \cdot 10^5\text{MPa}$

$A_s = 616 \text{ mm}^2.$

$$\left[\begin{array}{l} I_{sy} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_z^2 = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 163^2 = 16,36 \times 10^6 \text{ mm}^4. \\ I_{sz} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_y^2 = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 43^2 = 1,14 \times 10^6 \text{ mm}^4. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{ply} = 4 \times A_{barre} \times d_z = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 163 = 100,36 \times 10^3 \text{ mm}^3. \\ W_{plz} = 4 \times A_{barre} \times d_y = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 43 = 26,48 \times 10^3 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

- Béton C25/30

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 30500 \text{ MPa} \quad E_{cd} = \frac{30500}{1,35} = 22592,60 \text{ MPa}$$

$$A_c = 140204,24 \text{ mm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy}) = \frac{300 \times 540^3}{12} - (111900 \times 10^4 + 16,36 \times 10^6) = 28,01 \times 10^8 \text{ mm}^4. \\ I_{cz} = \frac{hb^3}{12} - (I_{az} + I_{sz}) = \frac{540 \times 300^3}{12} - (10820 \times 10^4 + 1,14 \times 10^6) = 12,38 \times 10^8 \text{ mm}^4. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{ply} = \frac{bh^2}{4} - (W_{plya} + W_{plys}) = \frac{300 \times 540^2}{4} - (4622 \times 10^3 + 100,36 \times 10^3) = 17,14 \times 10^6 \text{ mm}^3. \\ W_{plz} = \frac{hb^2}{4} - (W_{plza} + W_{plzs}) = \frac{540 \times 300^2}{4} - (1107 \times 10^3 + 26,48 \times 10^3) = 11,01 \times 10^6 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

2. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

a) Section transversale

La section transversale du poteau est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau telle que sa hauteur à sa largeur est compris entre 0,2 et 5.

$$0,2 < \frac{h}{b} = 1,8 < 5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) La contribution relative

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section

complète, à savoir $\delta = \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right) \times \frac{1}{N_{pl,rd}}$ est compris entre 0,2 et 0,9.

$$\begin{aligned} N_{pl,rd} &= A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_{mc}} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_{ms}} \\ &= 21180 \frac{275}{1,1} + 140204,24 \frac{0,85 \times 25}{1,5} + 616 \frac{500}{1,15} = 7549,05 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\delta = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + \frac{1}{N_{pl,rd}}$$

$$\delta = \left(\frac{21180 \times 275}{1,1} \times \frac{1}{7548,94} \right) \times 10^{-3} = 0,70$$

0,2 < δ = 0,70 < 0,9.....Condition vérifiée.

c) L'élancement réduit

L'élancement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$$

- Calcul de N_{plr}

$$N_{plr} = A_a \times f_y + A_c \times 0,85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$N_{plr} = 21180 \times 275 + 140204,24 \times 0,85 \times 25 + 616 \times 500$$

$$N_{plr} = 9111,84 \text{ KN.}$$

- Calcul de N_{cr}

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

$$L_f = 0,5 \times 3300 = 1650 \text{ mm} \quad (\text{doublement encastree} = 0.5)$$

➤ Suivant y

$$EI_y = E_{ay} I_{ay} + 0,6 E_{cd} I_{cy} + E_{sy} I_{sy}$$

$$EI_y = (2,1 \cdot 10^5 \times 111900 \cdot 10^4) + (0,6 \times 22592,60 \times 28,01 \cdot 10^8) + (2,1 \cdot 10^5 \times 16,36 \cdot 10^6)$$

$$EI_y = 2,76 \cdot 10^{14} \text{ N} \cdot \text{mm}^2.$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = \frac{\pi^2 \times 2,76 \cdot 10^{14}}{1650^2} \cdot 10^{-3} = 1000554,93 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{9111,84}{1000554,93}} = 0,1 < 2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Suivant z

$$EI_z = E_{az} I_{az} + 0,6 E_{cd} I_{cz} + E_{sz} I_{sz}$$

$$EI_z = (2,1 \cdot 10^5 \times 10820 \cdot 10^4) + (0,6 \times 22592,60 \times 12,38 \cdot 10^8) + (2,1 \cdot 10^5 \times 1,14 \cdot 10^6)$$

$$EI_z = 0,397 \cdot 10^{14} \text{ N}\cdot\text{mm}^2.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{Lf^2} = \frac{\pi^2 \times 0,397 \cdot 10^{14}}{1650^2} 10^{-3} = 143920,40 \text{ KN}.$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{9111,84}{143920,50}} = 0,25 < 2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) L'enrobage

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} < c_y < 0,4b_c \\ 40\text{mm} < c_z < 0,3h_c \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} < c_y = 100\text{mm} < 0,4 \times 300 = 120\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 40\text{mm} < c_z = 100\text{mm} < 0,3 \times 540 = 162\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

e) La section des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c \\ A_s \leq 0,6\% A_c \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,3}{100} \times 140204,24 = 4,21 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \leq \frac{0,6}{100} \times 140204,24 = 8,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

3. Vérification de la résistance au flambement

On doit vérifier $N_{sd} < \chi N_{pl,rd}$

$$N_{sd} = 3761,28 \text{ KN}.$$

$$N_{pl,rd} = 7549,05 \text{ KN}.$$

Il y a un risque de flambement suivant l'axes z-z ou $\lambda_z = 0,26 > 0,2$.

• Calcul de χ_z

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 > 1,2. \\ t_f = 24 \text{ mm} < 40\text{mm}. \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,34.$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,544.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,544 + \sqrt{0,544^2 - 0,26^2}} = 0,98.$$

$$N_{sd} = 3761,28 \text{ KN} < 0,98 \times 7549,05 = 7398,07 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier .}$$

4. vérification de la résistance en flexion :

- Selon l'axe y :

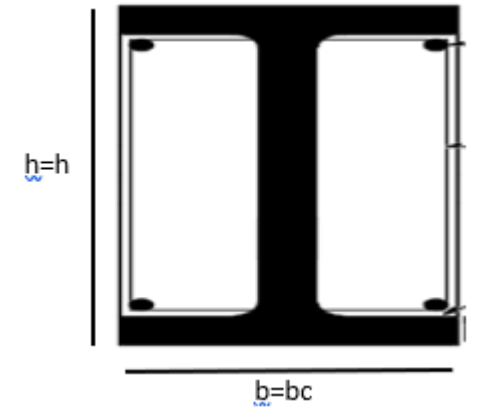


Figure IX. 3: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.

$$M_{sd, y} \leq 0,9 \times \mu_y \times M_{pl,rd}$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{ll} \mu_y = \frac{xy - xd}{1 - xc \cdot xy} & \text{si } xd > xc \\ \mu_y = 1 - \frac{xy - xd}{1 - xc \cdot xy} & \text{si } xd < xc \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} X_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \\ X_c = \frac{N_c}{N_{pl,rd}} \quad \text{avec} \quad N_c = \frac{A_c \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right.$$

$$M_{pl,rd} = (w_{pa_y} - w_{pan_y}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (w_{pc_y} - w_{pcn_y}) \frac{0,85 f_{ck}}{2 \gamma_c} = (w_{ps_y} - w_{psn_y}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

- détermination de μ_y

$$\left[\begin{array}{l} N_{sd} = 3761,28 \text{ KN} \\ N_{pl,rd} = 7549,05 \text{ KN} \\ N_c = \frac{140204,24 \times 0,85 \times 25}{1,5} = 1986,23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_d = \frac{3761,28}{7549,05} = 0,5 \\ X_c = \frac{1986,23}{7549,05} = 0,26 \end{array} \right.$$

On na $x_d > x_c$ \longrightarrow $\mu_y = \frac{xy - x_d}{1 - x_c \cdot xy} = \frac{1 - 0,5}{1 - 0,26 \times 1} = 0,67.$

▪ détermination de M_{plrd}

$$M_{pl,rd} = (w_{pa_y} - w_{pa_{ny}}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (w_{pc_y} - w_{pc_{ny}}) \frac{0,85 f_{ck}}{2 \gamma_c} + (w_{ps_y} - w_{ps_{ny}}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{pa_y} = 4622 \times 10^3 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{pc_y} = 100,36 \times 10^3 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{ps_y} = 17,14 \times 10^6 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{sk} = 500 \text{ MPa}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{ck} = 25 \text{ MPa}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_y = 275 \text{ MPa}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_a = 1,1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_c = 1,5 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \end{array} \right.$$

$W_{pa_{ny}}, W_{pc_{ny}}, W_{ps_{ny}}$: modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2h_n$

▪ Détermination de la zone $2h_n$

Nous avons 3 cas possible :

1. Dans l'âme.
2. Dans la semelle.
3. Hors de la section en acier .

On suppose que l'axe neutre se trouve dans l'âme .

$$h_n = \frac{AC \times f_{cd} - A_s m (2 f_{sd} - f_{cd})}{2bc \times f_{cd} + 2tw (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{sk} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 250 \text{ MPa}$$

$A_m = 0$ (la zone $2h_n$ est inconnue)

$$h_n = \frac{140204,24 \times 14,17}{2 \times 300 \times 14,17 + 2 \times 12,5(2 \times 250 - 14,17)} = 96,22 \text{ mm}$$

$$h_n = 96,22 \text{ mm} < \frac{h}{2} = 246 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

on confirme que l'axe neutre se trouve dans l'âme .

$$w_{pany} = t_w \times h_n^2 = 12,5 \times 96,22^2 = 115,72 \times 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$w_{psny} = 0 \text{ pas d'armature dans la zone } 2h_n.$$

$$w_{pcny} = b_c \times h_n^2 - w_{pany} - w_{psny} = 300 \times 96,22^2 - 115,72 \times 10^3 - 0 = 2,66 \times 10^6 \text{ mm}^3.$$

$$M_{pl,rd} = (4622 \times 10^3 - 115,72 \times 10^3) \frac{275}{1,1} + (17,14 \times 10^6 - 2,66 \times 10^6) \frac{0,85 \times 25}{2 \times 1,5} + (100,36 \times 10^3 - 0) \frac{500}{1,15}$$

$$M_{pl,rd} = 1272,77 \text{ KN.m}$$

$$80,61 \text{ KN.m} < 0,9 \times 0,67 \times 1272,77 = 767,48 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- Selon l'axe z :

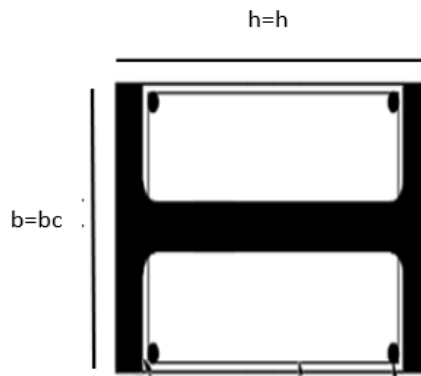


Figure IX. 4: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.

$$M_{sd,z} \leq 0,9 \times \mu_z \times M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,rd} = (w_{pa_z} - w_{pan_z}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (w_{pc_z} - w_{pcn_z}) \frac{0,85 f_{ck}}{2\gamma_c} + (w_{ps_z} - w_{psn_z}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

- détermination de μ_z

$$\left[\begin{array}{l} N_{sd} = 3761,28 \text{ KN} \\ N_{plrd} = 7549,05 \text{ KN} \\ N_c = \frac{140204,24 \times 0,85 \times 25}{1,5} = 1986,23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} X_d = \frac{3761,28}{7549,05} = 0,5 \\ X_c = \frac{1986,23}{7549,05} = 0,26 \end{array} \right.$$

On na $x_d > x_c \longrightarrow \mu_z = \frac{x_z - x_d}{1 - x_c \cdot x_z} = \frac{0,98 - 0,5}{1 - 0,26 \times 0,98} = 0,64.$

- détermination de M_{plrd}

$$M_{pl,rd} = (w_{pa_y} - w_{pan_y}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (w_{pc_y} - w_{pcn_y}) \frac{0,85 f_{ck}}{2\gamma_c} + (w_{ps_y} - w_{psn_y}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$\left[\begin{array}{l} W_{pa_z} = 1107 \times 10^3 \text{ mm}^3. \\ W_{pc_z} = 26,48 \times 10^3 \text{ mm}^3. \\ W_{ps_z} = 11,01 \times 10^6 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

$W_{pan_z}, W_{pcn_z}, W_{psn_z}$: modules de résistance plastique des parties situées dans la zone 2hn

- Détermination de la zone 2hn

On suppose que l'axe neutre se trouve dans l'âme .

$$h_n = \frac{AC \times f_{cd} - A_s m (2f_{sd} - f_{cd})}{2hc \times f_{cd} + 2h(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$A_m = 0$ (la zone 2hn est inconnue)

$$h_n = \frac{140204,24 \times 14,17}{2 \times 540 \times 14,17 + 2 \times 540 (2 \times 250 - 14,17)} = 3,68 \text{ mm}$$

$$h_n = 3,68 \text{ mm} < \frac{12,5}{2} = 6,25 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

on confirme que l'axe neutre se trouve dans l'âme .

$$\left\{ \begin{array}{l} w_{pny} = h \times h_n^2 = 540 \times 3,68^2 = 7312,90 \text{ mm}^3. \\ w_{psny} = 0 \text{ pas d'armature dans la zone } 2h_n. \\ w_{pcny} = h_c \times h_n^2 - W_{pny} - W_{psny} = 540 \times 3,68^2 - 7312,9 - 0 = 0 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

$$M_{pl,rd} = (1107 \times 10^3 - 7312,90) \frac{275}{1,1} + (11,01 \times 10^6 - 0) \frac{0,85 \times 25}{2 \times 1,5} + (26,48 \times 10^3 - 0) \frac{500}{1,15}$$

$$M_{pl,rd} = 1272,77 \text{ KN.m}$$

$$6,64 \text{ KN.m} \leq 0,9 \times 0,64 \times 1272,77 = 209,95 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

CHAPITRE X :
ETUDE DE FONDATION

CHAPITRE X : ETUDE DE FONDATION

X.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

X.2 Les 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)

X.3 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

X.4 Choix des fondations :

Afin que le choix du type de fondation soit correct il est nécessaire de prendre en considération les paramètres suivants :

- ✓ La nature du sol est déterminée à partir du rapport du sol .
- ✓ Les charge et sur charge sont exploiter de l'out put du logiciel de calcule qui est utilisé ETABS.18.

Suit le plan d'une plantation de la structure mentionnée dans la figure suivante :

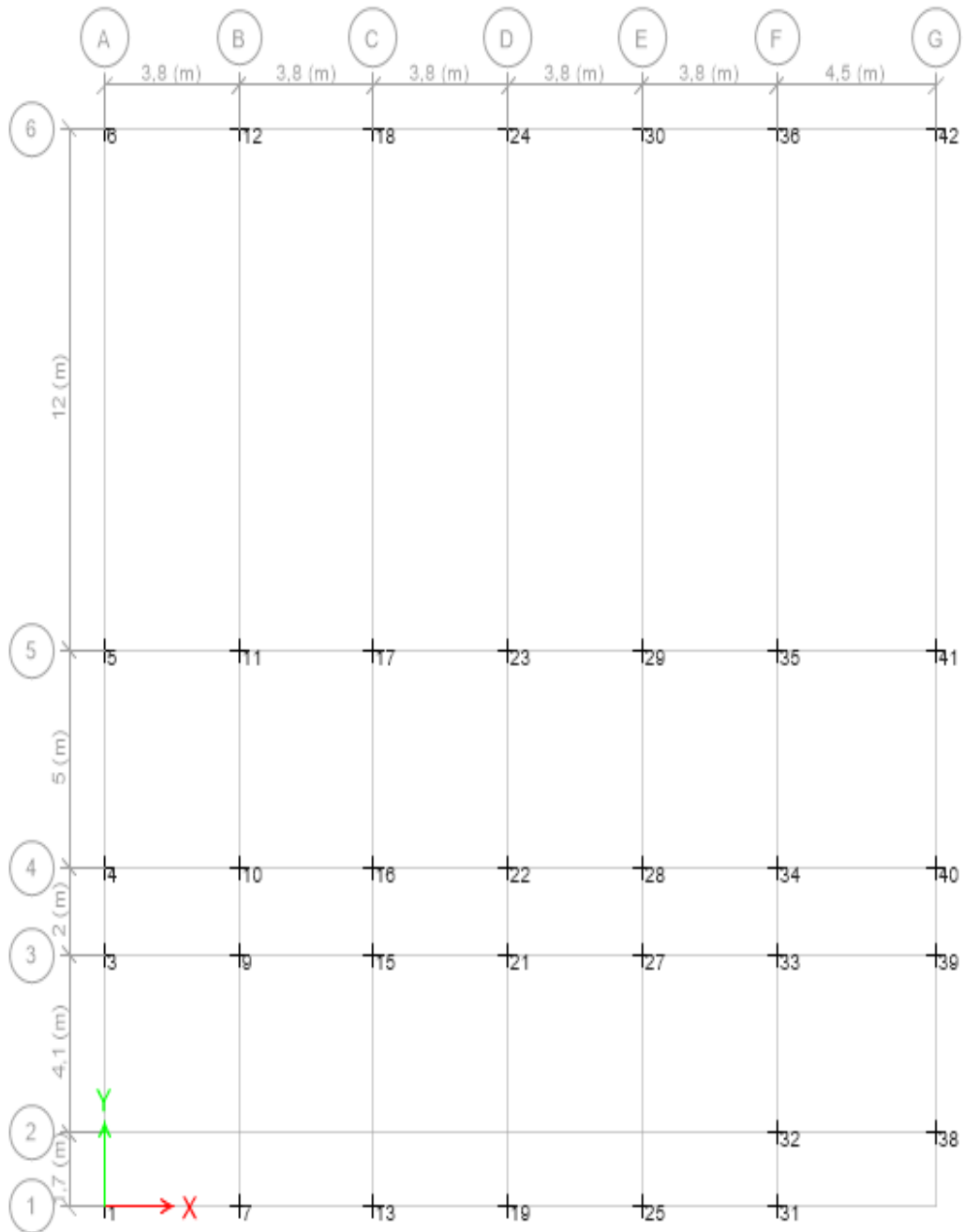


Figure X. 1: position des points.

✓ Calcul de la surface nécessaire : [14]

$$\sigma_{sol} \leq \frac{\sum P_i}{S_{nécessaire}} \implies \text{Surface nécessaire} \leq \frac{\sum P_i}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Surface nécessaire} \leq \frac{57189.265}{200}$$

$$\text{Surface nécessaire} = 285.95 \text{ m}^2$$

✓ Remarque : Surface nécessaire = 50% de Surface bâtiment donc on opte pour des semelles filant croisée

X.4.1 Semelles filantes croisées :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

- $N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.
- $S = B \times L$

$\left\{ \begin{array}{l} B : \text{Largeur de la semelle.} \\ L : \text{Longueur de la file considérée} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

$$h = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

NB : répartition des efforts sous de poteaux selon la formule $\frac{l_x}{l_x + l_y} P$

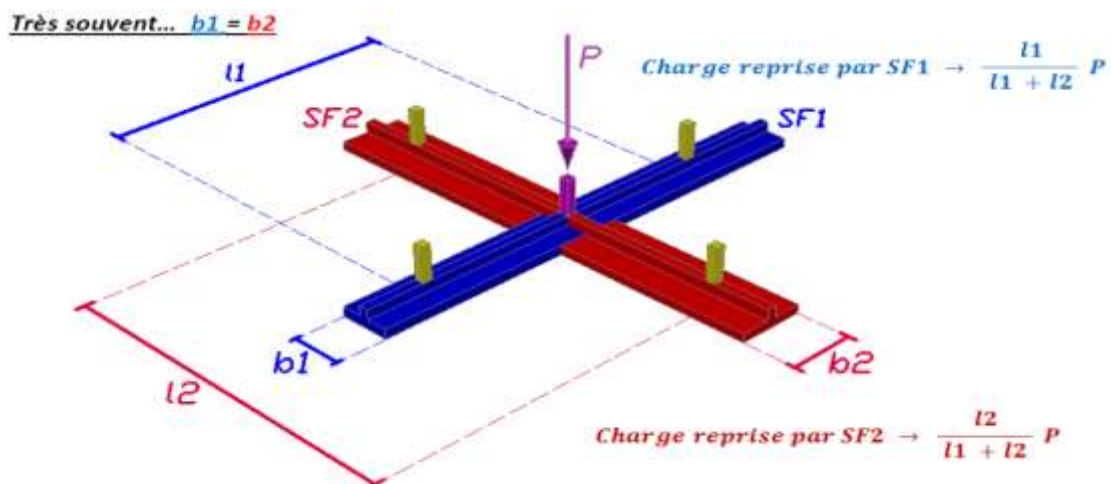


Figure X. 2: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

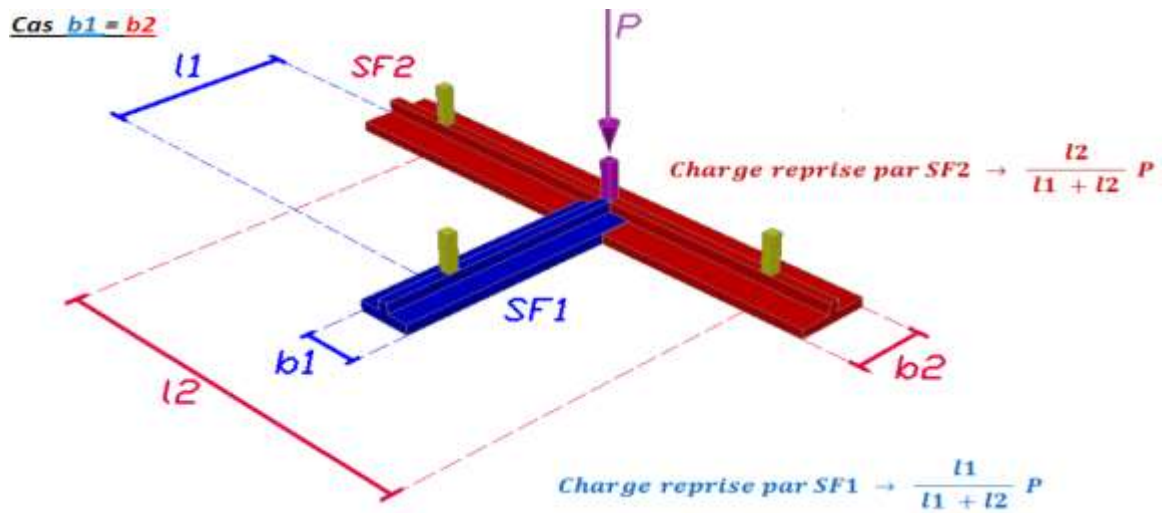


Figure X. 3: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau rive.

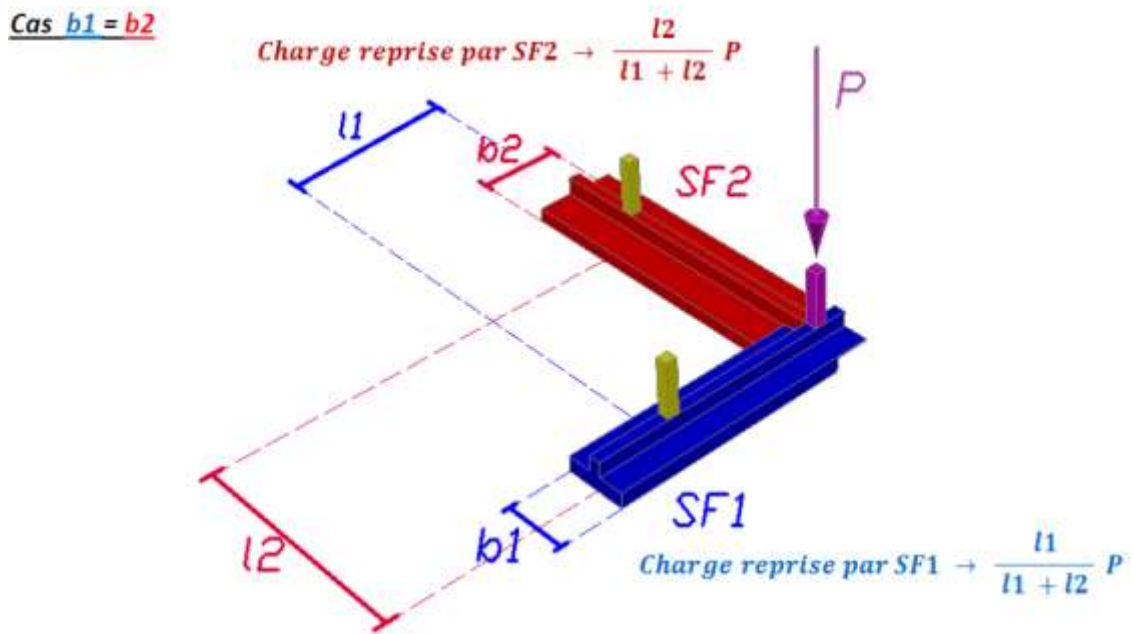


Figure X. 4: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.

Tableau X. 1: Résultats de répartition des efforts sur les semelles filantes croisé

Story	Label	Ns	Nu	LX	LY	%X	%Y	ELsx	ELUx	ELSy	ELUy
		kN	kN	m	m	/	/	kN	kN	kN	KN
Base	1	2202,66	3049,02	1,90	2,90	0,40	0,60	871,89	1206,90	1330,78	1842,12
Base	3	1344,60	1865,82	1,90	3,05	0,38	0,62	516,11	716,17	828,49	1149,65
Base	4	1400,68	1942,15	1,90	3,50	0,35	0,65	492,83	683,35	907,85	1258,80
Base	5	1799,88	2495,83	1,90	8,50	0,18	0,82	328,82	455,97	1471,06	2039,86
Base	6	1214,69	1672,06	1,90	6,00	0,24	0,76	292,14	402,14	922,55	1269,92
Base	7	1370,65	1906,41	3,80	0,85	0,82	0,18	1120,10	1557,93	250,55	348,48
Base	9	1537,84	2138,04	3,80	3,05	0,55	0,45	853,11	1186,07	684,73	951,98
Base	10	1442,28	2003,79	3,80	3,50	0,52	0,48	750,78	1043,07	691,50	960,72
Base	11	1299,78	1804,91	3,80	8,50	0,31	0,69	401,56	557,61	898,22	1247,30
Base	12	1180,39	1641,63	3,80	6,00	0,39	0,61	457,70	636,55	722,69	1005,08
Base	13	1773,40	2468,86	3,80	0,85	0,82	0,18	1449,23	2017,56	324,17	451,30
Base	15	1548,93	2153,35	3,80	3,05	0,55	0,45	859,26	1194,56	689,67	958,79
Base	16	1484,87	2063,27	3,80	3,50	0,52	0,48	772,95	1074,03	711,92	989,24
Base	17	2724,67	3793,27	3,80	8,50	0,31	0,69	841,77	1171,90	1882,90	2621,37
Base	18	1190,32	1654,00	3,80	6,00	0,39	0,61	461,55	641,35	728,77	1012,65
Base	19	2580,62	3588,62	3,80	0,85	0,82	0,18	2108,89	2932,63	471,73	655,98
Base	21	1559,34	2167,50	3,80	3,05	0,55	0,45	865,04	1202,41	694,30	965,09
Base	22	1515,20	2105,02	3,80	3,50	0,52	0,48	788,73	1095,77	726,46	1009,26
Base	23	2650,29	3690,25	3,80	8,50	0,31	0,69	818,79	1140,08	1831,50	2550,17
Base	24	1350,15	1870,93	3,80	6,00	0,39	0,61	523,53	725,46	826,63	1145,46
Base	25	1629,92	2267,28	3,80	0,85	0,82	0,18	1331,98	1852,83	297,94	414,45
Base	27	1554,62	2161,49	3,80	3,05	0,55	0,45	862,42	1199,08	692,20	962,42
Base	28	1492,71	2073,98	3,80	3,50	0,52	0,48	777,03	1079,61	715,68	994,37
Base	29	2602,59	3623,74	3,80	8,50	0,31	0,69	804,05	1119,53	1798,54	2504,21
Base	30	1194,59	1654,55	3,80	6,00	0,39	0,61	463,21	641,56	731,38	1012,99
Base	31	1419,81	1975,46	4,15	0,85	0,83	0,17	1178,44	1639,63	241,37	335,83
Base	32	977,36	1360,47	4,15	2,90	0,59	0,41	575,33	800,84	402,04	559,62
Base	33	1425,40	1987,28	4,15	3,05	0,58	0,42	821,58	1145,45	603,81	841,83
Base	34	1550,52	2157,46	4,15	3,50	0,54	0,46	841,13	1170,39	709,39	987,08
Base	35	1663,37	2310,53	4,15	8,50	0,33	0,67	545,69	758,00	1117,68	1552,53
Base	36	1204,80	1669,16	4,15	6,00	0,41	0,59	492,60	682,46	712,20	986,69
Base	38	1617,82	2244,77	2,25	2,90	0,44	0,56	706,82	980,72	911,01	1264,04
Base	39	1133,32	1577,20	2,25	3,05	0,42	0,58	481,13	669,57	652,19	907,63
Base	40	1300,81	1805,43	2,25	3,50	0,39	0,61	509,01	706,47	791,80	1098,96
Base	41	1844,00	2558,72	2,25	8,50	0,21	0,79	385,95	535,55	1458,05	2023,17
Base	42	1406,37	1933,08	2,25	6,00	0,27	0,73	383,55	527,20	1022,81	1405,88

Tableau X. 2: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x)

sans x-x	Label culum	P ELS KN	P ELU KN
SF 6	6-12-18-24-30-36-42	3074,29	4256,73
SF 5	5-11-17-23-29-35-41	4126,64	5738,64
SF 4	4-10-16-22-28-34-40	4932,46	6852,68
SF 3	3-9-15-21-27-33-39	5258,64	7313,29
SF 2	32-38	1282,14	1781,57
SF 1	1-7-13-19-25-31	8060,53	11207,49

Tableau X. 3: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y)

sans y-y	Label culum	P ELS KN	P ELU KN
SF A	6-5-4-3-1	5460,72	7560,35
SF B	12-11-10-9-7	3919,69	5434,99
SF C	18-17-16-15-13	4337,43	6033,34
SF D	24-23-22-21-19	4550,62	6325,97
SF E	30-29-28-27-25	4235,75	5888,44
SF F	36-35-34-33-32-31	3786,48	5263,58
SF G	42-41-40-39-38	4835,86	6699,69

a) Dimensionnement de la table

- La hauteur de la table

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5cm$$

Tableau X. 4: résumer les calcule des démentions de la table sens (x-x)

sans x-x	L	σ	B	B Choix	1,5B	Lmin	Observation	H	S
	M	kN/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	m ²
SF 6	23,50	200,00	0,65	2,30	3,45	3,80	Pas de Risque de chevauchement entre 2 semelles	0,44	54,05
SF 5	23,50	200,00	0,88	2,30	3,45	3,80		0,44	54,05
SF 4	23,50	200,00	1,05	2,30	3,45	3,80	Risque de chevauchement	0,44	54,05
SF 3	23,50	200,00	1,12	2,30	3,45	3,80		0,44	54,05
SF 2	4,50	200,00	1,42	2,30	3,45	4,50	Pas de Risque de chevauchement entre 2 semelles	0,44	10,35
SF 1	19,00	200,00	2,12	2,30	3,45	3,80		0,44	43,70

- ✓ Note de tableaux de sens x-x: Dans le sens(x-x) en choisie la hauteur h=0.5m et la somme total de la surface de la table =270.25m²

Tableau X. 5: résumer les calcule des démentions de la table sens (y-y)

sans y-y	L	σ	B	B Choix	1,5B	Lmin	Observation	H	S
	M	kN/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	m ²
SF A	24,80	200,00	1,10	2,30	3,45	3,80	Pas de Risque de chevauchement entre 2 semelles	0,50	30,59
SF B	24,80	200,00	0,79	2,30	3,45	3,80		0,50	30,59
SF C	24,80	200,00	0,87	2,30	3,45	3,80		0,50	30,59
SF D	24,80	200,00	0,92	2,30	3,45	3,80		0,50	30,59
SF E	24,80	200,00	0,85	2,30	3,45	3,80		0,50	30,59
SF F	24,80	200,00	0,76	2,30	3,45	3,80		0,50	30,59
SF G	23,10	200,00	1,05	2,30	3,45	3,80		0,50	26,68

- ✓ Note de tableaux de sens y-y : Dans le sens x-x en choisie la hauteur h=0.5m et la somme total de la surface de la table =270.25m²

S bâtiment = 575,15 m² (surface totale de bâtiment)

σs = 2 bar (contraint admissible de sol)

Surface total = 270.25+ 210.22 = 480.47 m² (surface totale de les semelle filant)

Remarque : Surface total (480.47) = 83.54% de Surface de bâtiment

b) Dimensionnement de la poutre de la nervure

- ✓ Condition de rigidité des semelles :

La nervure est rigide :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \quad \text{càd} \quad \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur travée entre axe poteaux}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

Avec :

- Moment d'inertie $I = \frac{b_n \times h_n^3}{12}$ avec $b_{nx} = 50 \text{ cm}$, $b_{ny} = 75 \text{ cm}$
- Largeur de la semelle filant $b_{sf} = 2.3 \text{ m}$

- Module de Young $E = 11000 \times 30^{1/3} = 34179,55 \text{ Mpa}$
- Facteur de raideur $K = 40 \text{ MN/m}^3$
- La masse volumique de béton $\gamma_b = 25 \text{ Mpa}$

Alors la relation devient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}}$$

Tableau X. 6: résumé des résultats de h_n de sens(x-x)

sens x-x	L	Bsf	bn	hn
	(m)	(m)	m	m
N-6	4	2,3	0,75	0,78
N-5		2,3		0,78
N-4		2,3		0,78
N-3		2,3		0,78
N-2		2,3		0,78
N-1		2,3		0,78

Tableau X. 7: résumé des résultats de h_n de sens (y-y)

sens y-y	L	B Choix	bn	hn
	(m)	(m)	m	m
N-A	5,25	1,6	0,5	1,14
N-B		1,6		1,14
N-C		1,6		1,14
N-D		1,6		1,14
N-E		1,6		1,14
N-F		1,6		1,14
N-G		1,6		1,14

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sans x-x : en adopté } h_n = 1 \text{ m.} \\ \text{Sans y-y : en adopté } h_n = 1.2 \text{ m.} \end{array} \right.$

On na : $h_n \geq \max(h_{nx}, h_{ny}) = \max(1\text{m}, 1.2\text{m})$

donc en choisie $h_n = 1.2 \text{ m}$

Les dimensions de la nervure (section T) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 0.75\text{m} \quad (\text{sans } x-x) \\ b_0 = 0.50\text{m} \quad (\text{sans } y-y) \\ h_0 = 0,5 \text{ m} \\ B = 2.3 \text{ m} \\ h = 3,3 \text{ m} \end{array} \right.$$

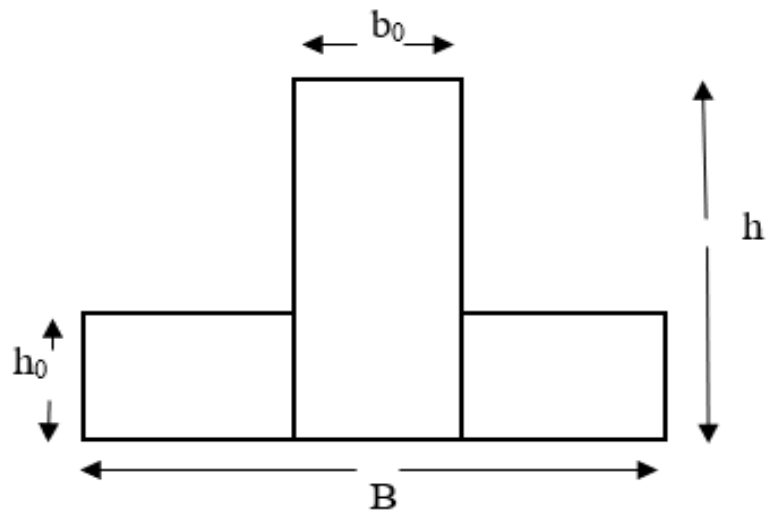


Figure X. 5: schéma de fondation.

X.5 Ferraillage des fondations :

X.5.1 Ferraillage des semelles

✓ Armatures :

Le ferraillage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{P_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \\ A_r = \frac{A_s \times B}{4} \\ A_s = \frac{A_{s\text{barre}} \times 100}{st} \end{array} \right.$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

Tableau X. 8: choix de ferrailage (x-x)

Bsf	Bb	d	Fsu	As	As	choix	Ar	choix
mm	mm	mm	N/ml	mm ²	cm ²	7HA12 e=15	cm ²	6HA12
2300	500	450	434,78	678,35	6,78		4,554	

Tableau X. 9: choix de ferrailage (y-y)

Bsf	Bb	d	Fsu	As	As	choix	Ar	choix
mm	mm	mm	N/ml	mm ²	cm ²	4HA12 e=25	cm ²	6HA12
2300	750	450	434,78	301,89	3,02		1,8055	

Sens x-x :

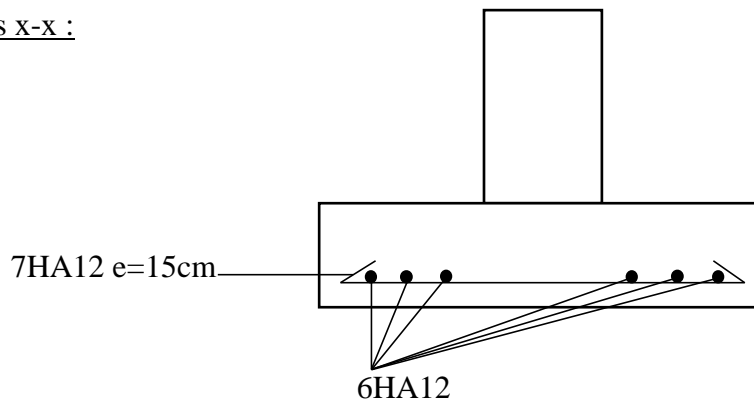


Figure X. 6: schéma de ferrailage.

Sens y-y :

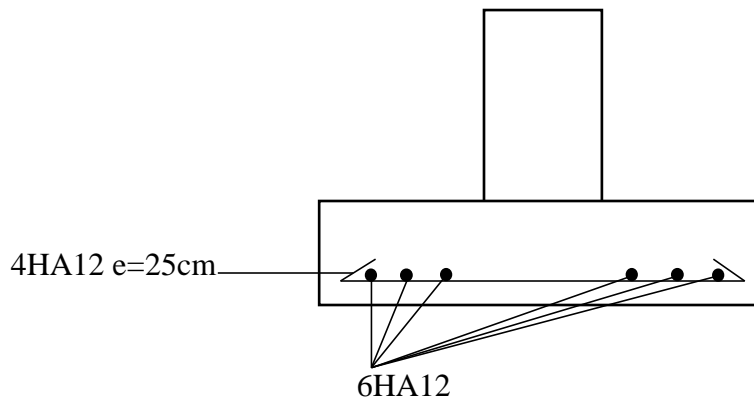


Figure X. 7: schéma de ferrailage.

X.5.2 Ferrailage de la poutre de nervure :

✓ Armature longitudinale :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = 75 \text{ cm} \\ b_y = 50 \text{ cm} \\ h = 120 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel SOCOTEC :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 \\ FeE500 ; \gamma_b = 1,15 \end{array} \right.$$

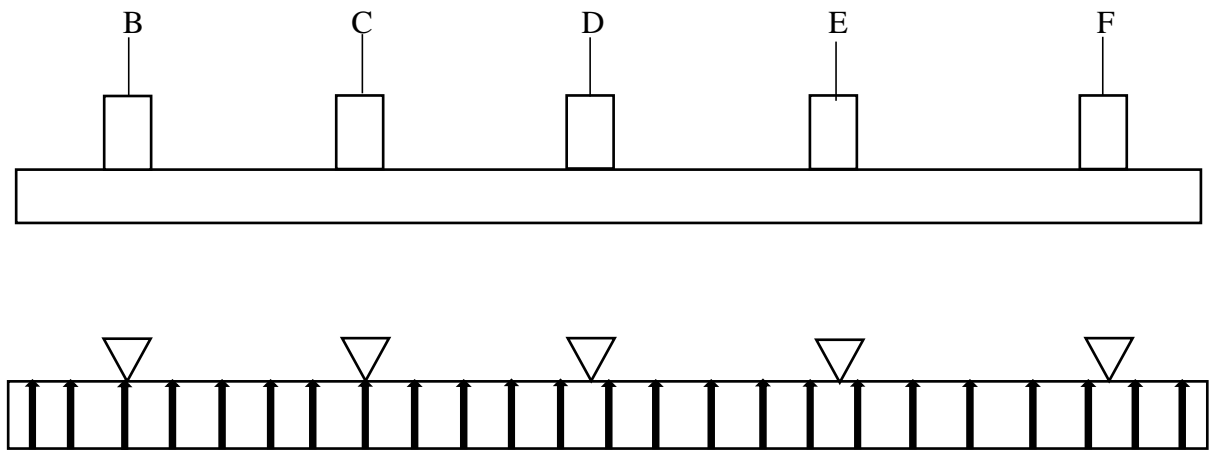


Figure X. 8: les charges appliquées.

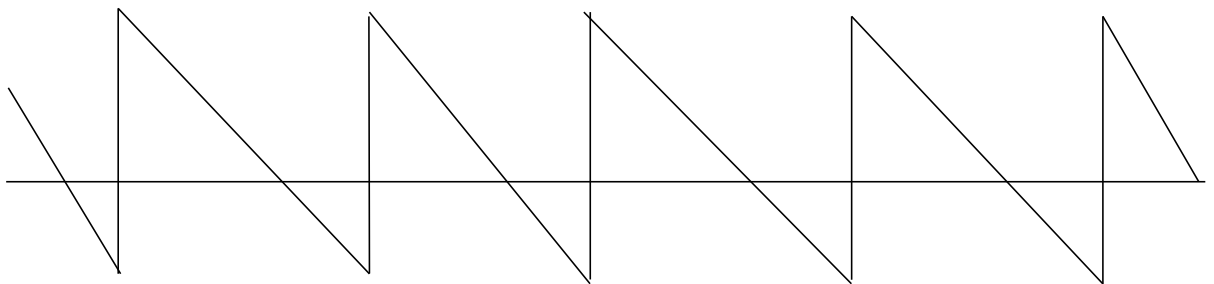


Figure X. 9: Diagramme de l'effort tranchant.

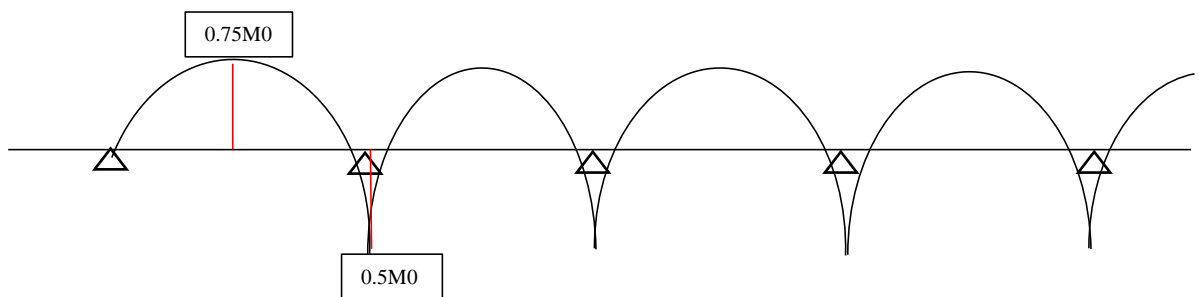


Figure X. 10: Diagramme des moments fléchissant.

NB : la nervure de l'axe 3 et 4 ces des nervures de radie a cause de risque de chevauchement.

[6]

Tableau X. 10: choix de ferrailage (x-x)

	P ELU	Lt	hn choix	Q ELU	L	M0	0,75M0	0,5M0	As TR	As APP	As min
sens x-x	KN	m	m	kN/m l	m	kNm	kNm	kNm	cm ²	cm ²	cm ²
N-6	4256, 73	23,50	1,20	181,1 4	4,00	362,2 7	271,71	181,14	18,6 5	12,21	4,50
N-5	5738, 64	23,50		244,2 0		488,3 9	366,30	244,20			
N-2	1781, 57	4,50		395,9 0		791,8 1	593,86	395,90			
N-1	1120 7,49	19,00		589,8 7		1179, 74	884,80	589,87			

$Q_{max}=589.87 \text{ Kn.m}$

- Le moment max en travé = 884.8 kn.m en choisie 6HA20 avec $A_s = 18.8 \text{ cm}^2$
- Le moment max en appuis = 589.87 kn.m en choisie 4HA20 avec $A_s = 12.57 \text{ cm}^2$

Tableau X. 11: choix de ferrailage (y-y)

	P ELU	Lt	hn choix	Q ELU	L	M0	0,75 M0	0,5M 0	As TR	As APP	As min
sens y-y	KN	m	m	(m)	(m)	kNm	kNm	kNm	cm ²	cm ²	cm ²
N-A	7560, 35	24,8	1,2	304,8 5	5,25	1050, 3	787,7	525,1 57	16,24	10,71	3,00
N-B	5434, 99	24,8		219,1 5		755,1	566,2	377,5 25			
N-C	6033, 34	24,8		243,2 8		838,2	628,6	419,0 88			
N-D	6325, 96	24,8		255,0 8		878,8	659,1	439,4 14			
N-E	5888, 43	24,8		237,4 4		818,1	613,5	409,0 22			
N-F	5263, 58	24,8		212,2 4		731,2	548,4	365,6 19			
N-G	6699, 6	23,1		290,0 3		999,2	749,4	499,6 21			

- $Q_{max}=304,85 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travé = 304,85kn.m en choisie 6HA20 avec $A_s = 18.8 \text{ cm}^2$
- Le moment max en appuis= 525,157kn.m en choisie 4HA20 avec $A_s = 12.57 \text{ cm}^2$

X.5.3 Vérification de la nervure

Tableau X. 12: Vérification nervure (x-x)

	P ELS	Lt	hn	Q ELS	L	M0	0,75 M0	0,5 M0	As TR	As APP	σ_{bc} AD	σ_b c	σ_a AD	σ_a	
	KN	m	m	kN/ ml	m	kN m	kNm	kN m	cm ²	cm ²	MPa	M Pa	MP a	MP a	
Sens x-x	3074 ,29	23, 50	1, 20	130, 82	4, 0	261, 64	196, 23	130, 82	31, 42	21,9 9	15,0 0	3, 86	200, 00	182, 40	A PP
	4126 ,64	23, 50		175, 60		351, 20	263, 40	175, 60							
	1282 ,14	4,5 0		284, 92		569, 84	427, 38	284, 92							
	8060 ,53	19, 00		424, 24		848, 48	636, 36	424, 24							

- { Mmax en travée = 636.36 kN.m en choisie des armature 10HA20.
 { Mmax en appui = 424.24 kN.m en choisie des armature 7HA20.

Tableau X. 13: Vérification nervure (y-y)

	P ELS	Lt	hn	Q ELS	L	M0	0,75 M0	0,5 M0	As TR	As APP	σ_{bc} AD	σ_b c	σ_a AD	σ_a	
	KN	m	m	kN/ ml	m	kN m	kNm	kN m	cm ²	cm ²	MPa	M Pa	MP a	MP a	
Sens y-y	5460 ,72	24, 80	1, 20	220, 19	4, 00	440, 38	330, 29	220, 19	18, 85	12,5 7	15,0 0	2, 51	200, 00	162, 50	A PP
	3919 ,69	24, 80		158, 05		316, 10	237, 08	158, 05							
	4337 ,43	24, 80		174, 90		349, 79	262, 34	174, 90							
	4550 ,62	24, 80		183, 49		366, 99	275, 24	183, 49							
	4235 ,75	24, 80		170, 80		341, 59	256, 19	170, 80			15,0 0	3, 20	200, 00	164, 70	T R
	3786 ,48	24, 80		152, 68		305, 36	229, 02	152, 68							
	4835 ,86	23, 10		209, 34		418, 69	314, 02	209, 34							

- { Mmax en travée = 330,29 kN.m en choisie des armatures 6HA20.
 { Mmax en appui = 220,19 kN.m en choisie des armatures 4HA20.

✓ Armature transversale :

$$\left\{ \begin{array}{l} T^{ELU} x = q \times \frac{l}{2} = 589,87 \times \frac{4}{2} \\ \quad \quad \quad = 1179.74 \text{ kN} \\ T^{ELU} y = q \times \frac{l}{2} = 304,85 \times \frac{5.25}{2} = 800.23 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ dépend de 4T8.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$S_t \geq \frac{A_t}{\left(\frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \right)} \rightarrow S_t = \frac{2.01}{\left(\frac{1179.74}{0,9 \times 1080 \times \left(\frac{500}{1.15} \right)} \right)} \rightarrow S_t = 72 \text{ cm}$$

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t < \min\left(\frac{120}{4}, 12 * 2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$\rightarrow S_t < \min(30, 24, 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 24 \text{ cm}, \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad S'_t = 40 \text{ cm}$$

✓ Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments cas général on a $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \times 2.15 = 4.3 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend **6T12 = 6.79 cm²**.

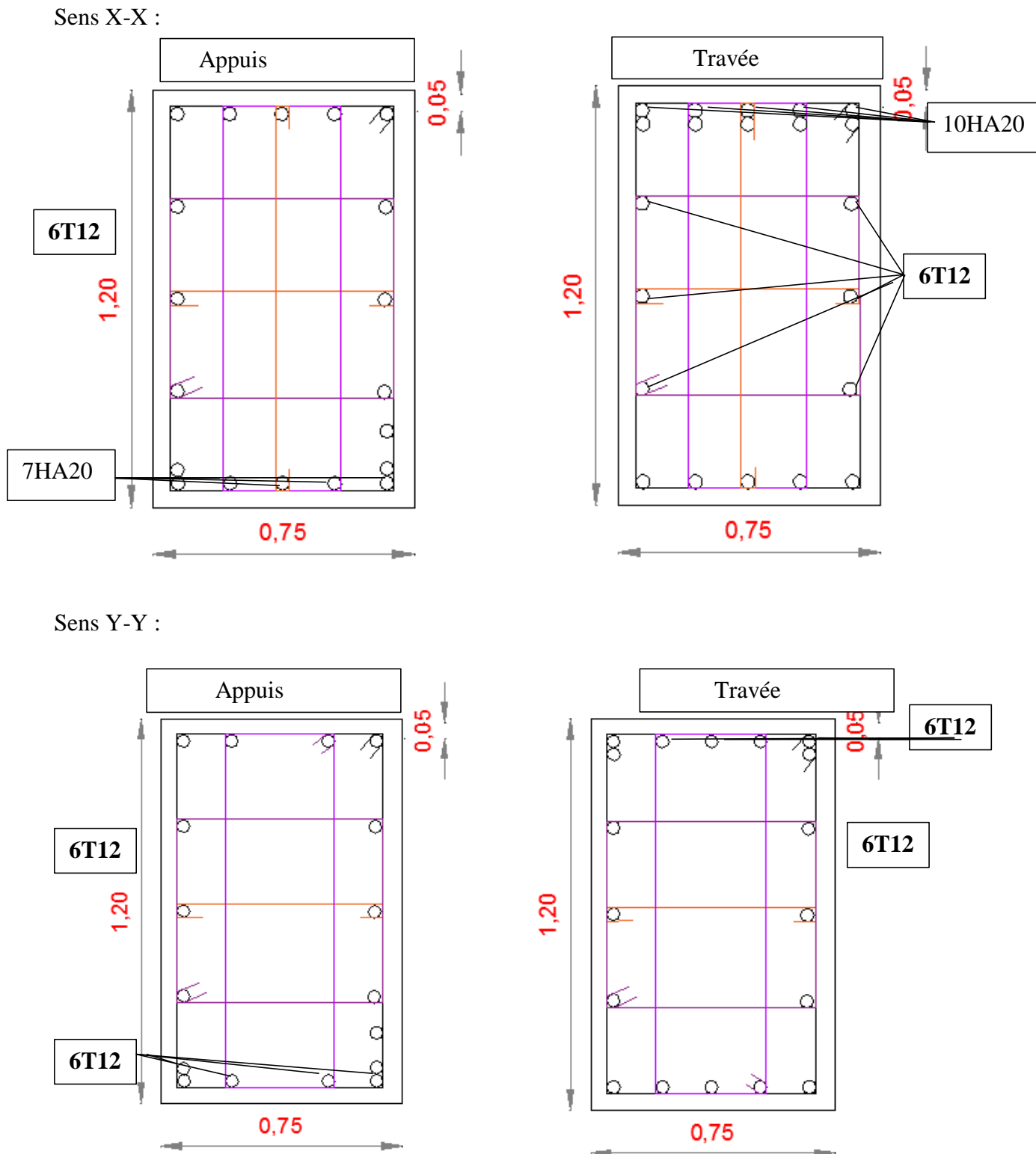


Figure X. 11: Schéma de ferrailage de nervure.

X.6 Radier :

X.6.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous la surface dans les axes 3 et 4 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).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux de l'axe 3 et 4.

X.6.2 Prédimensionnement de radier

On prend $h = 0.5 \text{ m}$ d'où la hauteur de la table

X.6.3 Vérification des contraintes dans le sol sous radier

$$\bullet \sigma_{s,ser} < \sigma_{sol} ; \sigma_{ultim} < \sigma_{sol}$$

On a :

Tableau X. 14: donné de calcul

Nu (kN)	Ns (kN)	f_{c28} (MPa)	σ_{sol} (Bars)	L_{max} (m)
28201.78	20291.12	25	2	4.5

On adopté :

✓ un débord = 2.1 m .

✓ une surface de radie = 145.7 m² .

✓ Surcharge de radier : $Q_r = 0,25 \text{ kN /m}^2$.

$$Q_r = 0,25 \times S_r = 0,25 \times 145.7 = 36.425 \text{ kN}.$$

✓ Poids de radier : $P_{radier} = 0,5 \times 145.7 \times \frac{25}{10} = 182.125 \text{ kN}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_s = N_s + P_{radier} + Q_r = 20291.12 + 182.125 + 36.425 = 20509.67 \text{ tons} . \\ N'_u = N_u + 1,35P_{radier} + 1,5Q_r = 28201.78 + 1,35 \times 182.125 + 36.425 \times 1,5 \\ = 28502.29 \text{ kN}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s,ser} = \frac{N_s'}{S_r} = \frac{20509.67}{145.7} \times (10^{-2}) = 1.4 < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} . \\ \sigma_{ultim} = \frac{N_u'}{S_r} = \frac{28502.29}{145.7} \times (10^{-2}) = 1.96 < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} . \end{array} \right.$$

Conclusion : On adopté un débord = 2.1 m .

Et un surface de radie = 145.7 m² .

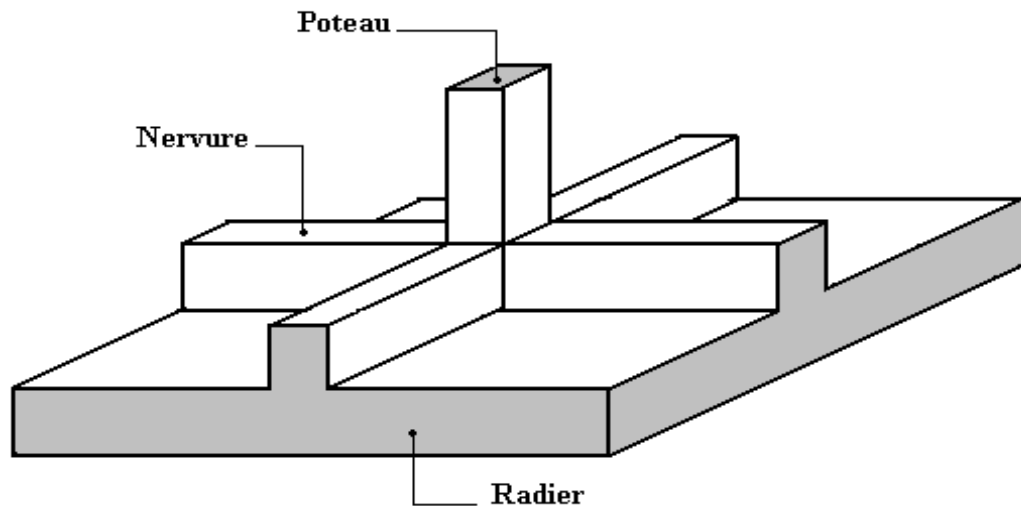


Figure X. 12: Disposition des nervures par rapport au radier et poteau.

X.6.4 Ferraillage du radier

a) Ferraillage de la dalle du radier :

Valeur de la pression sous radier

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = \frac{N_u'}{S_r} \times b = \frac{28502.29}{145.7} \times 1 = 195.62 \text{ kN/m} \quad ; b = 1 \text{ m} \\ \text{ELS : } q_s = \frac{N_s'}{S_r} \times b = \frac{20509.67}{145.7} = 140.77 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

❖ Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

On a le rapport des panneaux $\left(0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{6.2} = 0,73 < 1 \right)$ la dalle travaille dans

les deux sens.

- Calcul des moments :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{6.2} = 0,73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases} \rightarrow [6]$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0646 \times 195.62 \times 4.5^2 = 255.9 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.4780 \times 195.62 = 93.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées (panneau d'intermédiaire)

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x = 217.52 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 79.48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moments sur appuis (panneau d'intermédiaire)

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,5 \times M_x = 127.95 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,5 \times M_y = 46.75 \text{ N.m} \end{cases}$$

❖ Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

- Calcul des moments :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{6.2} = 0,73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0708 \times 140.77 \times 4.5^2 = 201.82 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.6188 \times 201.82 = 124.89 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées (panneau d'intermédiaire)

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x = 171.55 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 106.16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moments sur appuis (panneau d'intermédiaire)

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,5 \times M_x = 100.91 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,5 \times M_y = 62.45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul du ferrailage :

Tableau X. 15: choix de ferrailage

	Sens	M_u (kN.m)	$A_{s,calculé}$ (cm ²)	Choix	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	e (cm)
Travée	x-x	217.52	11.59	8T14	12.32	10
	y-y	79.48	4.12	6T14	9.24	20
Appui	x-x	127.95	6.7	6T12	6.79	15
	y-y	46.75	2.41	6T12	6.79	15

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 100 \times (50 - 5) \times \frac{2,4}{50} = 4.97 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Condition A_S^{\min} [5] :

$$A_S^{\min} : \quad A_S^{\min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_S^{\min} = 0,005 \times 50 \times 100 = 25 \text{ cm}^2$$

A_S^{\max} :

$$\begin{cases} A_S^{\max} = 0,06 \times 50 \times 100 = 300 \text{ cm}^2 & \text{Zone recouvrement.} \\ A_S^{\max} = 0,04 \times 50 \times 100 = 200 \text{ cm}^2 & \text{Zone courante.} \end{cases}$$

Tableau X. 16: choix de ferrailage

	Sens	$A_{S,calculé}$ (cm ²)	$A_{S,min RPA}$ (cm ²)	Choix	$A_{S,adopté}$ (cm ²)	e (cm)
Travée	x-x	11.59	25	8T20	25.13	12.5
	y-y	4.12				
Appui	x-x	6.7				
	y-y	2.41				

NB :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m².

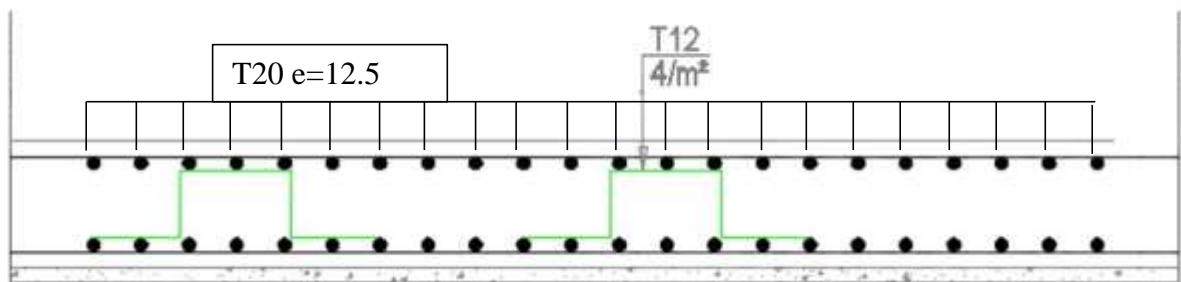


Figure X. 13: Schéma de ferrailage.

X.6.5 Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Calcul les contraintes limitée :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times f_e = 0,5 \times 500 = 250 \text{ Mpa} \\ 200 \text{ Mpa} \end{array} \right. \left. \max \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ Mpa} \\ 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,4} = 176,36 \text{ Mpa} \end{array} \right. \right. =$$

200 Mpa

Avec : $\eta = 1,6$ (HA)

Quand on a la même section des armatures on vérifie les contraintes de la section plus défavorable ($M_s = 171.55 \text{ kN.m}$)

Tableau X. 17: choix de ferrillage

	Sens	M_s (kN.m)	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	Contrainte	Calculée (Mpa)	Limitée (Mpa)	Note
Travée	x-x	171.55	25	Béton fibre supérieure	4.73	15	V
				Armatures supérieures	44.2	500	V
				Armatures inférieures	169.7	500	V
				Béton fibre inférieure	0	15	V

✓ Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU (3793.27 kN).

h : Epaisseur totale du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.75 + 0.5 + 2 \times 1.2) \times 2 = 7.3 \text{ m}$$

$$3793.27 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 7.3 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6570 \text{ kN} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

✓ Vérification au renversement :

On doit être vérifié la condition suivante : $e_0 \leq B/4$

Avec $e_0 = (M_r/N_s)$

Tableau X. 18: Vérification au renversement sens (x-x)

sans x-x					
Mr	Ns	e0	B	B/4	OBS
KN,m	KN	m	m	m	ok
85267,69	57189,27	1,49097369	23,5	5,875	

Tableau X. 19: Vérification au renversement sens (y-y)

sans Y-Y					
Mr	Ns	e0	B	B/4	OBS
KN,m	KN	m	m	M	ok
77554,2359	57189,27	1,35609779	24,8	6,2	

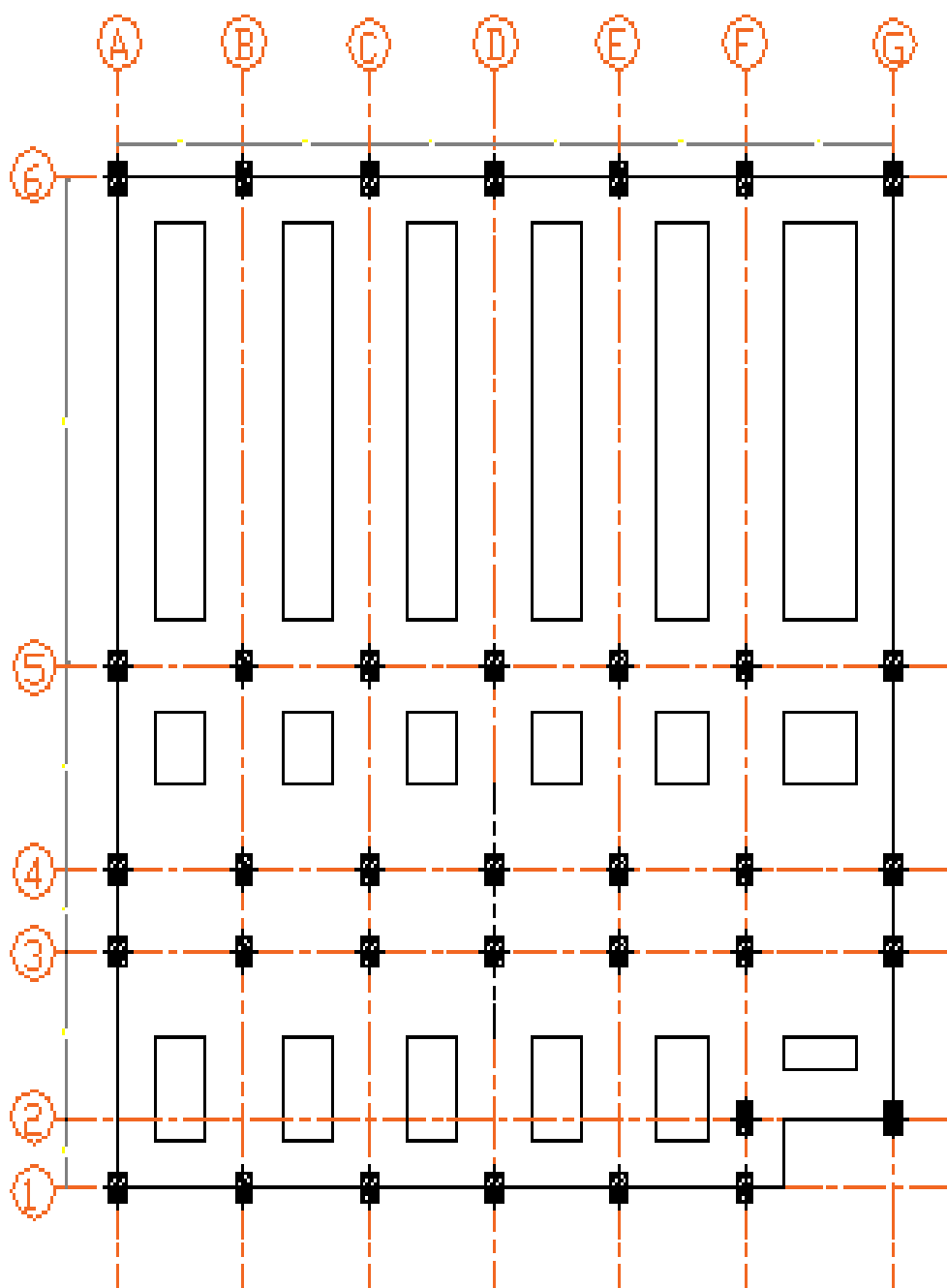


Figure X. 14: Schéma de fondation.

X.7 Conclusion :

Vue l'importance d'un hôtel R+10+1SS les charges a la base des poteaux nous ont conduit à opter pour des semelles filants croiser et radier.

PARTIE 2 :
RECHERCHE SUR LA METHODE
D'ANALYSE

PARTIER II : RECHERCHE SUR LES METHODE D'ANALYSES DES STRUCTURES

I.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous reprenons tout d'abord la méthodologie pour dimensionner une ossature métallique. Ensuite, nous décrivons l'ensemble des différents processus d'analyse et de vérifications existants. Ces différentes méthodes traitent des non-linéarités (géométrique et matérielle) notamment la prise en compte des différentes imperfections.

I.2 Analyse et vérification des structures

Pour dimensionner une structure, nous devons suivre des étapes présentées dans la **figure 1.1** :

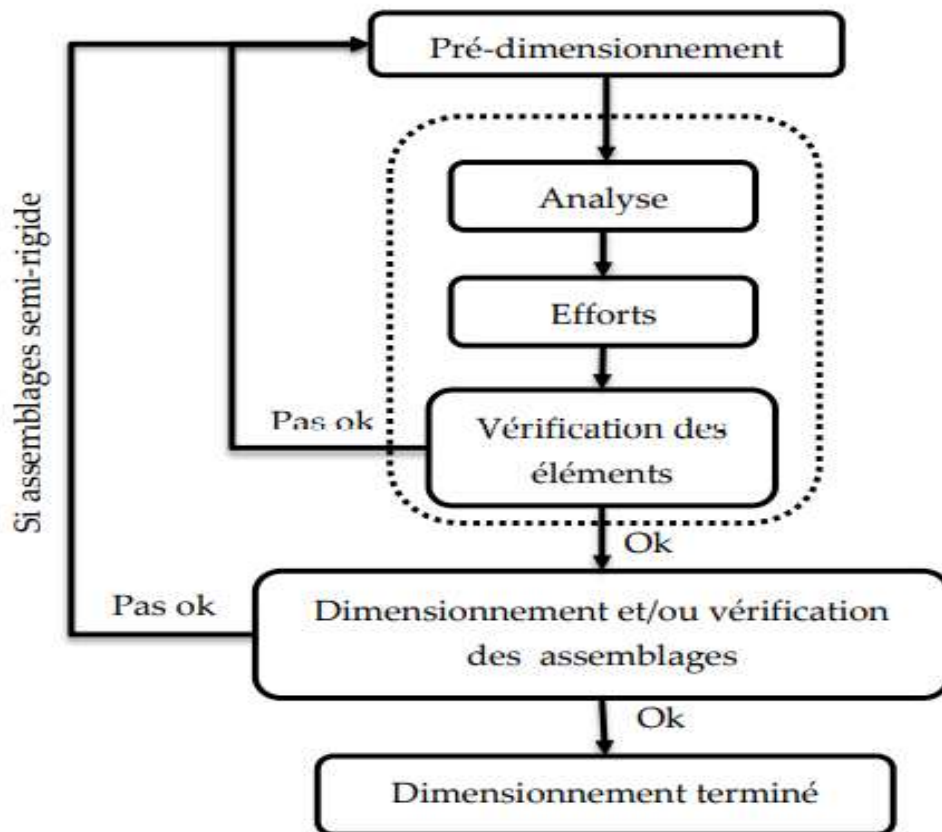


Figure I. 1: Schéma principal du dimensionnement d'une structure [15]

- Etape 1 : On fait un prédimensionnement de la structure basé sur la rigidité, la résistance, la norme parasismique, règlement on vigure.
- Etape 2 : on fait l'analyse de la structure afin de déterminer les efforts dans ses éléments résistants.

- Etape 3 : on fait l'ensemble des vérifications de résistance et de stabilité des éléments sur base des résultats obtenus de l'analyse.

❖ Le plan de notre travail et base sur ce organigramme :

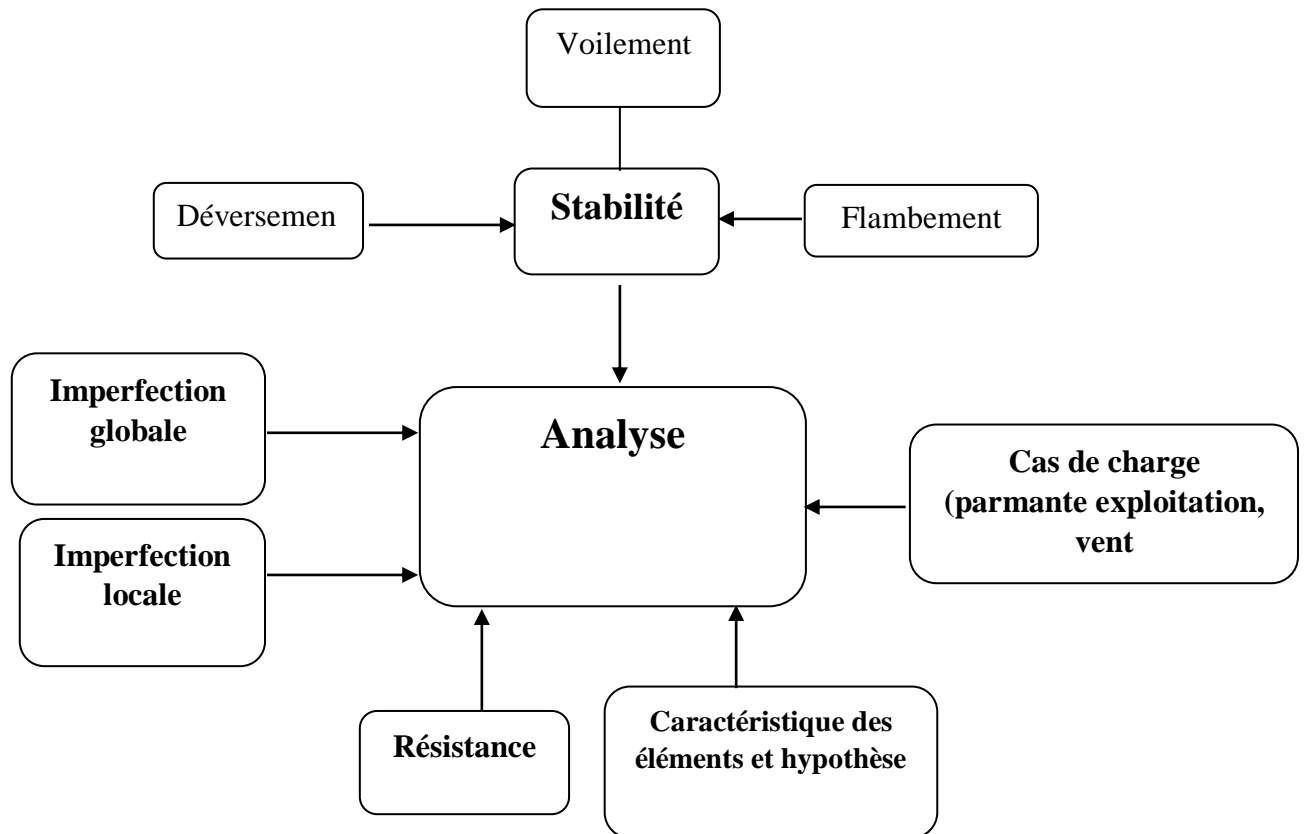


Figure I. 2: organigramme de l'analyse.

On ne peut pas passer à l'analyse et la vérification d'une structure sans prendre en considération les imperfections, qui sont globale et locale.

- Imperfections globales sont liées au montage et donc l'ensemble de la structure.

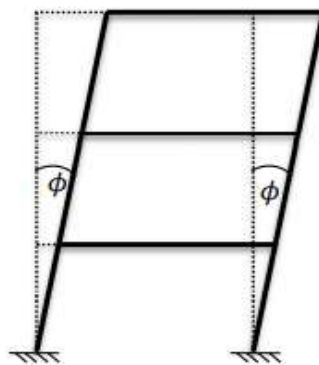


Figure I. 3: Imperfection globale.

[15]

Avec :

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_M \quad (1.1)$$

- Imperfection locale sont liée aux éléments résistants de la structure (poteaux poutres contreventements).

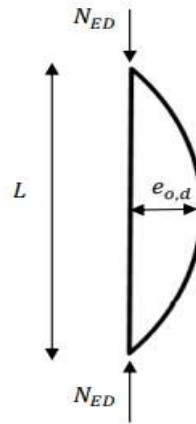


Figure I. 4: Imperfection locale.

Avec :

$e_{0,d}$ Ce défaut varie entre 1/150 et 1/350

I.2.1 Imperfections globale et locale

Les imperfections locale et globale peuvent être prises en compte en même temps dans l'analyse.

Cette méthode est souvent utilisée afin de déterminer le comportement réel d'une structure en intégrant dans l'analyse les imperfections locale et globale ainsi que les effets du second ordre (instabilités locale et globale).

I.2.2 Instabilités locale et globale

Dans le processus d'analyse-vérification, les instabilités de barre (locale, effet P- δ ,) et de la structure (globale, effet P- Δ) sont des résultent des efforts du second ordre.

La structure est sensible à l'effet du second ordre local par apport du l'effet du second ordre globale (lorsque la structure est dite à nœuds fixes) , Ces effets du second ordre sont une non-linéarité géométrique .

L'analyse globale au second ordre est négligeable si les déformations ont une faible influence sur l'augmentation des efforts dans la structure en général.

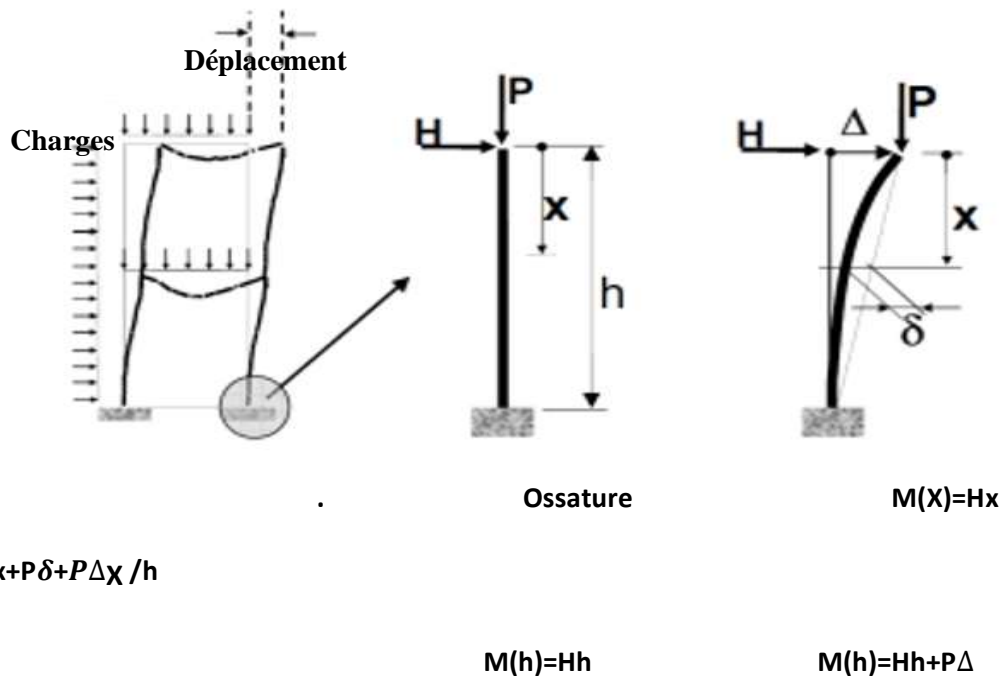


Figure I. 5: Effet du second ordre (P-Δ et P-δ).

[15]

I.2.2.1 Instabilité globale (effets P-Δ) :

Ces effets sont définis comme le déplacement par rapport aux extrémités des membres, Ces déplacements latéraux sont engendrés par la présence d'un chargement horizontal ou causés par une dissymétrie soit au niveau du chargement vertical ou soit au niveau de la géométrie de la structure.

Selon l'Eurocode 3, nous pouvons réaliser une analyse élastique au premier ordre global (effet P-Δ non inclus) de la structure si le critère suivant est vérifié :

$$\lambda_{cr} = \frac{V_{cr}}{VED} \geq 10 \text{ pour une analyse élastique} \quad 1.1$$

$$\lambda_{cr} = \frac{V_{Ed}}{V_{cr}} \geq 15 \text{ pour une analyse plastique} \quad 1.2$$

VED = charge verticale appliquée sur la structure

V_{cr} = charge critique élastique d'instabilité globale de la structure

λ_{cr} = multiplicateur critique élastique global

I.2.2.2 Instabilité locale (effets P-δ):

Ces effets sont définis comme le déplacement par rapport à la corde qui joint les deux extrémités d'un même élément (voir Figure 1.4). Ce déplacement résulte de la déformation initiale (imperfection locale en arc) et des déplacements latéraux dus au chargement de

l'élément. Ces déplacements latéraux peuvent être le résultat d'un chargement horizontal sur l'élément et/ou de l'application de moments d'extrémités qui déforment la barre.

I.2.3 Non-linéarité du matériau

l'acier est un matériau qui a une relation non-linéaire entre la contrainte et la déformation. Nous parlons de non-linéarité matérielle. C'est la deuxième non-linéarité qui intervient dans le processus d'analyses/vérifications après la non-linéarité géométrique.

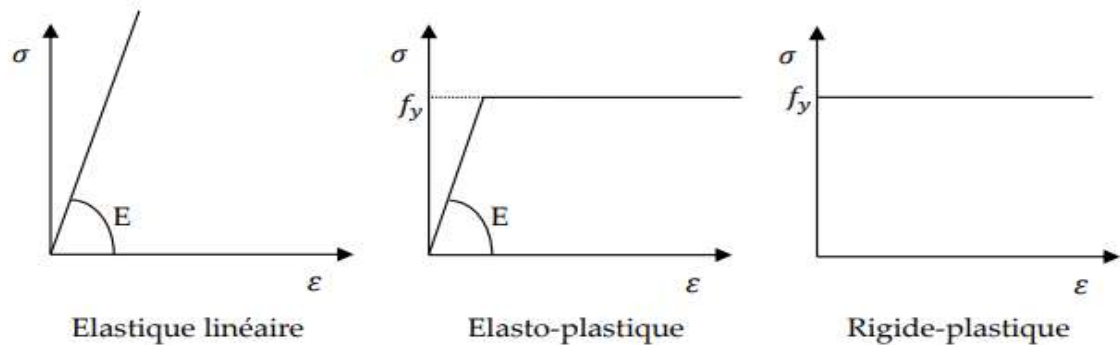


Figure I. 6: Comportements du matériau.

I.2.3.1 Analyse globale élastique :

La prise en compte du premier ordre ou du second ordre dans cette analyse élastique dépend de la déformabilité de la structure et notamment du critère de l'équation (1.1) mais aussi du type de vérification réalisé (à nœuds fixes ou déplaçables).

L'analyse élastique linéaire au premier ordre est la plus utilisée car simple à réaliser via des programmes basés sur la méthode des déplacements. Cette analyse permet surtout l'utilisation du principe de superposition car nous restons dans le domaine élastique sans non-linéarité géométrique.

I.2.3.2 Analyse globale plastique :

L'analyse plastique nécessite des sections ayant une capacité de rotation suffisante pour redistribuer pleinement les moments. Les sections des profilés doivent être ductiles et donc obligatoirement de classe 1,

Les analyses plastiques sont définies au nombre de trois dans l'Eurocode 3

- Analyse rigide plastique : Ce type d'analyse se base sur la réalisation de mécanismes plastiques afin de déterminer le multiplicateur plastique λ_p minimum en réalisant

une approche cinématique ou en réalisant une approche statique afin de déterminer le multiplicateur plastique λ_p maximum

- Analyse plastique non linéaire : Ce type d'analyse se base sur la prise en compte de la plastification partielle le long des barres (non-linéarité matérielle) et de la déformation de la structure afin de déterminer les efforts (non-linéarité géométrique).
- Analyse élastique-plastique : Une analyse élastique est réalisée jusqu'à l'apparition de diverses rotules plastiques. Ensuite, une analyse plastique est effectuée afin de déterminer la redistribution des efforts dans la structure en tenant compte de ces rotules plastiques. Les efforts sont ensuite recombinaés afin de déterminer le multiplicateur ultime de ruine λ_u qui tient compte du comportement non-linéaire géométrique et matériel (élasto-plastique).

I.2.4 Résumé des méthodes d'analyse et vérification :

Tableau I. 1: Classification des méthodes d'analyse

		Comportement du matériau	
		Elastique	Plastique
Influence de la géométrie	1^{ER} Ordre	Analyse élastique linéaire 1 ^{er} ordre -principe de superposition- λ	Analyse rigide plastique- mécanisme de ruine- λ_p
	2^{ème} Ordre	Analyse élastique linéaire second ordre- non linéarité géométrique- λ_{cr}	Analyse élasto-plastique second ordre-non linéarités géométrique et matérielle- λ_u

Pour chaque méthode d'analyse et de vérifications, nous ne devons pas oublier d'inclure les effets de l'instabilité globale de la structure (négligés si l'analyse au premier ordre est licite) et locales des barres mais aussi des imperfections locale et globale. L'ensemble de ces effets et imperfections doivent impérativement être pris en compte dans l'analyse ou dans la vérification des éléments.

I.3 Conclusion-Méthode d'analyse élastique au second ordre et vérifications associées :

Tableau I. 2: Résumé des méthodes d'analyse – vérification

Analyse élastique (dans le plan)	1^{ER} Ordre	1^{ER} ordre avec amplification des charges horizontal (effet P-Δ)	1^{ER} ordre avec amplification des moments (effet P-Δ)	2^{émé} Ordre exat (effet de P-Δ et P-δ)
	Imperfection globale			Imperfection globale et locale
Vérifications des instabilités de barres dans le plan	effet P-Δ et P - δ avec L_{fl} a nœud mobiles	effet P - δ avec L_{fl} a nœud fixes	effet P - δ avec L_{fl} a nœud fixes	aucun
	Imperfection locale			
Vérifications des instabilités hors plan	A faire			
Vérification de la résistance des sections d'extrémités	A faire sous les efforts du 1 ^{er} ordre avec amplifications	A faire sous les ordre amplifié	effort du second	ordre exact ou 1^{er}

Le phénomène d'instabilité transversale sous un effort de compression porte le nom de flambement (compression pure).

I.4 Définition :

Le flambage est un phénomène physique relevant des principes de la résistance des matériaux. Lorsqu'une structure est comprimée dans le sens de la longueur, elle a tendance à fléchir perpendiculairement à l'axe de la force appliquée, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

I.4.1 Notion de la stabilité : [17]

Pour un corps élastique, tout comme pour un corps rigide, on peut parler de stabilité ou d'instabilité des positions d'équilibre. Un système est stable si et seulement si, écarté de sa position d'équilibre, il tend à y revenir.

Le phénomène de perte de stabilité pour les corps élastiques peut-être observé sur toute une série d'exemple. Le cas le plus simple est la perte de stabilité d'une tige comprimée de manière axiale.

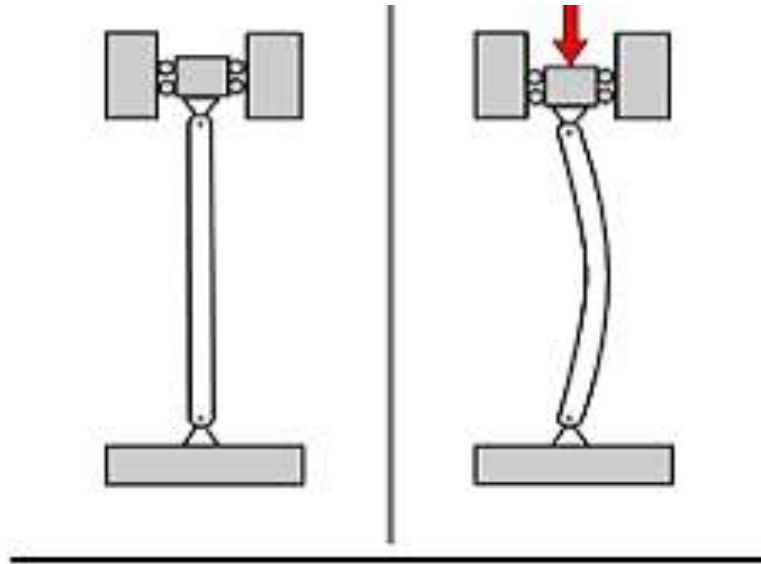


Figure I. 7: le flambement

I.4.2 Etude théorique :

Le flambement peut être évité si la force de compression appliquée au poteau est inférieure à un seuil critique appelé : charge critique d'Euler

Ce seuil, à ne pas dépasser pour éviter l'effondrement du poteau, dépend de quelques paramètres :

- ✓ De la nature du matériau.
- ✓ Des caractéristiques géométriques.
- ✓ Des conditions d'appui imposées.
- ❖ Remarque :

Le flambage d'une colonne se produit toujours dans la direction de sa dimension la plus petite.

I.4.2.1 Exemple d'Application Sur un élément isolée (locale, effets P- δ): [18]

On va faire une vérification du poteau à la sécurité, le poteau est un profil laminé HE1550 de nuance S275 soumis à un effort maximal de compression de 3491,61KN KN.

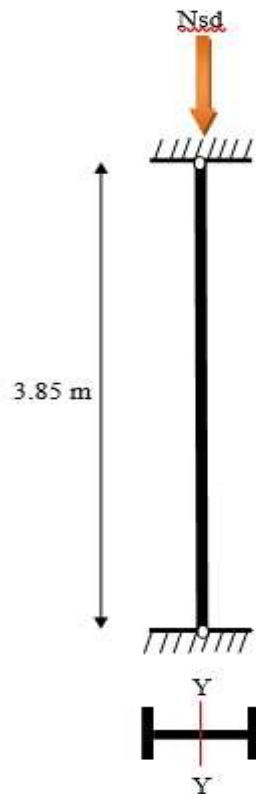


Figure I. 8: poteau encastré.

➤ La classe de la section transversale

1) La semelle

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$C = b/2$$

$$t_f = 24 \text{ mm.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{24} = 6,25 < 9 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc la semelle est de classe 1.

2) l'âme

$$d = h - (2r + 2t_f) = 540 - (2 \times 27 + 2 \times 24) = 159 \text{ mm.}$$

$$t_w = 12,5 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{438}{12,5} = 35,04 < 72 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de classe 1

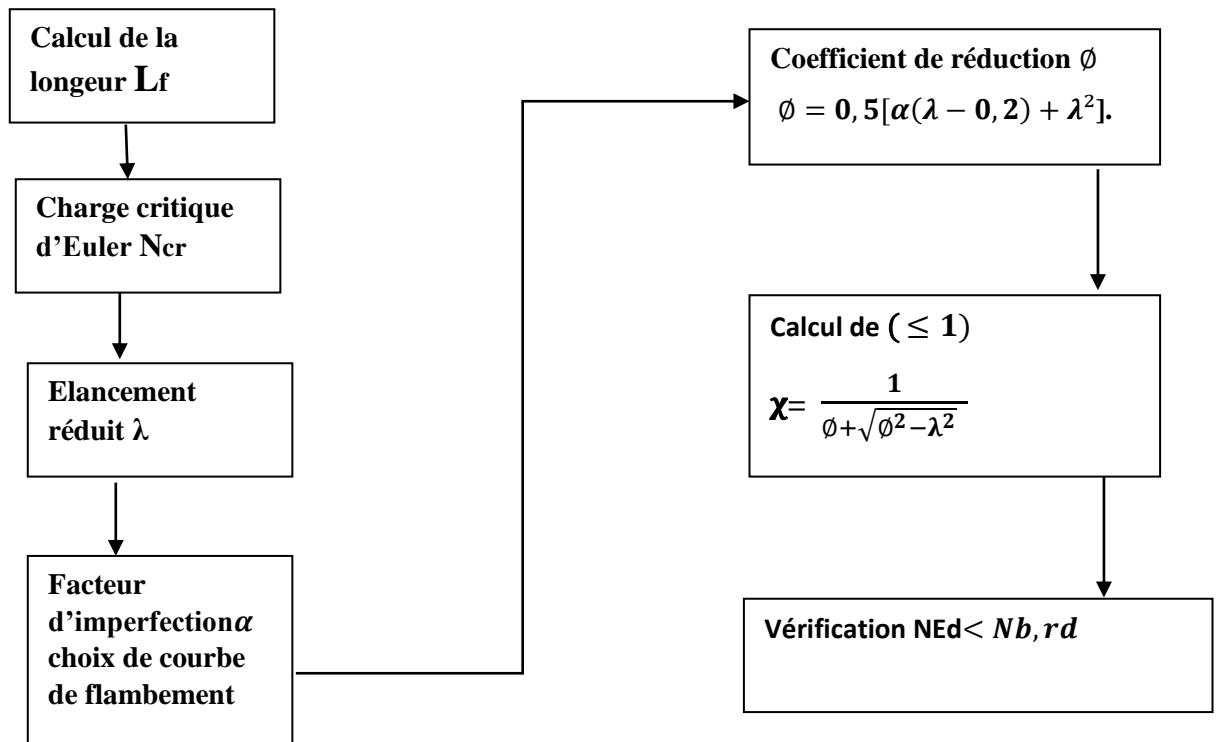






Figure I. 9: formulaire de vérification du flambement.

Tableau I. 3: influence des liaisons aux appuis

Type de liaison	Schéma	Longueur de flambement (l_f)	Charge critique (N_c)
Appui Bi-Articulée		L	$N_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$
Libre-Encastrement		$2L$	$N_c = \frac{\pi^2 EI}{4L^2}$
Encastrement-Encastrement		$0,5L$	$N_c = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$
Appui simple-Encastrement		$0,7L$	$N_c = \frac{2\pi^2 EI}{L^2}$

La formule de vérification a la sécurité d'un élément comprimé est donné par formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{cr,d} = \min(N_{pl,rd} ; N_{b,rd})$$

N_{sd} : valeur de la charge appliqué au poteau

$N_{cr,d}$: résistance de calcul de l'élément comprimé prise comme la plus petit des valeurs suivantes

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{résistance plastique de la section transversal a la compression .}$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_w \times A \times F_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{résistance de l'élément au déversement .}$$

Pour le calcul du coefficient de réduction pour le flambent χ :

$$\beta = 1 \longrightarrow \text{classe 1, 2, 3}$$

χ : coefficient réducteur de flambement donné par la formule suivante

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

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

$$\lambda = \sqrt{\left(\frac{A \times f_y}{N_{cr}}\right)}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_f^2}$$

α : facteur d'imperfection se déduit du tableau suivant :

Tableau I. 4: Facteur d'imperfection α

Courbe de flambement	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau I. 5: charge critique

	E	π	Lf(m)	Iy(cm ³)	Iz(cm ³)	Ncry(KN)	Ncrz(KN)
Sens Y	2,1×10 ⁵	3,14	1,925	111900	10820	156468,77	60518,04
Sens Z			3,85				

Tableau I. 6: coefficient de réduction

	A (cm ²)	Fy(N/ mm ²)	Ncr(KN)	λ_y	λ_z	ϕ_y	ϕ_z	χ_y	χ_z	χ_{min}
Sens y	211,8	275	156468,77	0,19	0,31	0,52	0,57	0,99	0,95	0,95
Sens z			60518,04							

$$N_{brd} = \frac{0,95 \times 211,8 \times 275 \times 10^{-1}}{1} = 5533,28 \text{KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{211,8 \times 275 \times 10^{-1}}{1} = 5824,5 \text{KN}$$

$N_{brd} = 5533,28 \text{KN} > 3491,61 \text{KN}$ condition vérifiée

On refaire le même calcul dans logicielle ETABS et on va comparer les valeurs :

Tableau I. 7: résultats d'etabs

$$\text{D/C Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,817 = 0,754 + 0,033 + 0,03$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Major (y-y)	1,676	0,909	3500	25,527
Major Braced	0,689	0,909	3500	10,502
Minor (z-z)	1,207	0,909	3500	59,126
Minor Braced	0,641	0,909	3500	31,409
LTB	1,207	0,909	3500	59,126

Axial Force Design

	N_{Ed} Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor kN
Axial	-3491,6128	5830	5830	5706,8779	4630,7441

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	A_n/A_g Unitless
5830	6563,52	19449,1915	19449,1915	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	ϕ	χ	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0,21	67430,3687	0,294	0,553	0,979	5706,8779
MajorB (y-y)	a	0,21	398372,4505	0,121	0,499	1	5706,8779
Minor (z-z)	b	0,34	12568,7903	0,681	0,814	0,794	4630,7441
MinorB (z-z)	b	0,34	44539,3314	0,362	0,593	0,941	4630,7441
Torsional TF	b	0,34	19449,1915	0,547	0,709	0,863	5028,6775

I.4.2.2 Les effets P- Δ sur notre structure :

D'après le RPA 99 VERSION 2003 les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

$$\theta = \frac{p \times \Delta}{V_k \times h_k} \leq 1 \quad \text{voir le tableau V. 14 et V. 15}$$

I.5 Classification en ossatures souples ou ossatures rigides

✓ Ossatures rigides (a nœud fixes) :

Ossature pour laquelle on peut négliger les sollicitations additionnelles engendrées par la prise en compte des déplacements horizontaux de ses nœuds (effet de second ordre P- Δ **négligeables**)

✓ Ossatures souples (a nœud mobiles) :

Ossature pour laquelle on peut pas négliger les effet de second ordre P- Δ

Critère ossature (rigide ou souple) :

- Structure rigide si l'équation [1.1] et [1.2] sont vérifie
- Structure souple si $\lambda cr = \frac{V_{cr}}{V_{ED}} \leq 10$ ou 15

I.5.1 Exemple de calcul :

[20]

Cet exemple d'application du calcul d'alpha-cr montre comment les vérifications sont effectuées pour notre structure. Il montre si les effets du second ordre doivent être pris en compte ou s'ils peuvent être négligés pour l'analyse structurale.

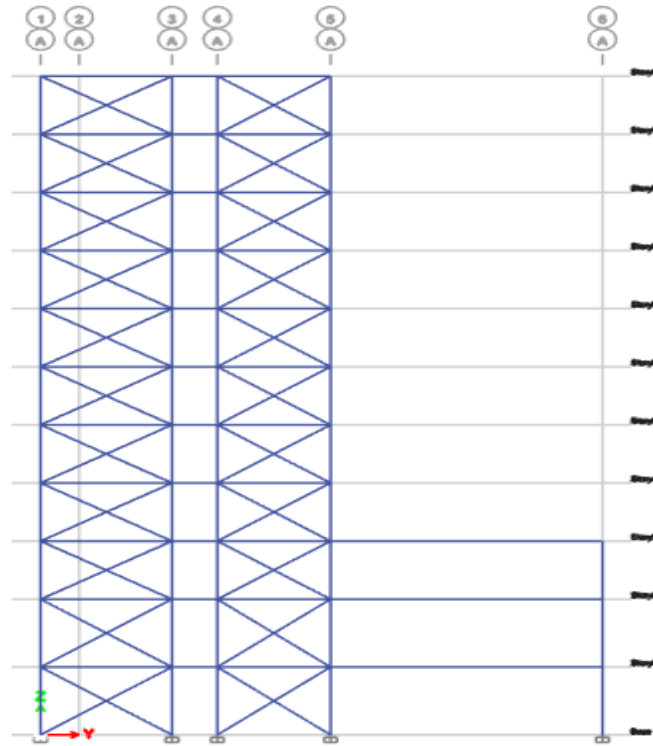


Figure I. 10: structure contreventé.

- Données de base Vérifier si les effets au second ordre doivent être pris en compte ou non.

Tableau I. 8: donné de base

Portée(m)	Distance entre les poutres (m)	Epaisseur de la dalle (m)	Cloisons (kN/m ²)	Charges d'exploitation (kN/m ²)	Densité du béton (kN/m ³)	Nuance d'acier	Poids de la dalle (KN/m ²)
5,8	4,50	15	1	4,00	25	S275	3,06

Tableau I. 9: caractéristique de poutre HEA360

H(mm)	B(mm)	Tw(mm)	Tf(mm)	r	G(kg/ml)	A(cm ²)	Iy(cm ⁴)
350	300	10	17,5	27	112	142,8	33090

Tableau I. 10: caractéristique de Poteau HEA550

H(mm)	B(mm)	Tw(mm)	Tf(mm)	r	G(kg/ml)	A(cm ²)	Iy(cm ⁴)
540	300	12,5	24	27	166	211,8	111900

- Charges permanentes :

$$G = 1,12 + (3,06 + 1) \times 4,50 = 19,39 \text{ kN/m}$$

- Charges variables (Charges d'exploitation) :

$$Q = 4,0 \times 4,50 = 18,0 \text{ kN/m}$$

- Combinaison à l'ELU (simple) :

$$\gamma_G G + \gamma_Q Q = 1,35 \times 19,39 + 1,50 \times 18,0 = 53,17 \text{ kN/m}$$

- Limite d'élasticité

Nuance d'acier S275 L'épaisseur maximale est de 24,0 mm < 40 mm, donc : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

- Imperfections initiales globales :

$$\phi = \phi_0 \times \alpha h \times \alpha M$$

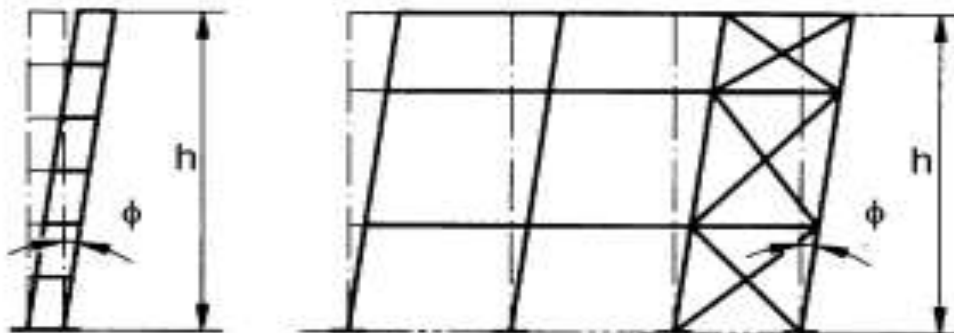


Figure I. 11: déplacement d'une structure .

- ϕ_0 est la valeur de base :

$$\phi_0 = 1/200$$

- α_h est le coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable aux poteaux :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{avec} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

h est la hauteur de la structure en mètres

- α_m est le coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})}$$

m est le nombre de poteaux dans une rangée comprenant seulement les poteaux qui portent une charge verticale N_{Ed} au moins égale à 50% de la valeur moyenne par poteau dans le plan considéré

- Effort de compression moyen pour le poteau :

$$N_{\text{average}} = \frac{1}{5} \times 53,17 \times 24,8 \times 11 = 2900,95 \text{ KN}$$

$$N_{ED} > 0,5 \times N_{\text{average}}$$

$$N_{ED} > 1450,48 \text{ KN}$$

en raison de la répartition des sollicitations (selon calcul informatique), cinq poteaux doivent être pris en considération (m = 5)

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{37,4}} = 0,327$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{5})} = 0,774$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times 0,327 \times 0,774$$

$$\phi = \frac{1}{800}$$

- Charges horizontales équivalentes

$$H = \phi \times g \times L = \frac{1}{800} \times 53,17 \times 24,8$$

$$H = 1,65 \text{ KN}$$

- ✓ Effets de la géométrie déformée de la structure Calcul de α_{cr} :

Une analyse au premier ordre peut être utilisée pour la structure si l'augmentation des sollicitations, ou des moments appropriés, ou tout autre changement du comportement structural causé par des déformations peut être négligé.

I.5.1.1 Calcul alternatif de α_{cr} :

Il est possible de vérifier les ossatures planes de type poteau-poutre des bâtiments vis-à-vis du mode de ruine à nœuds déplaçables en effectuant une analyse au premier ordre

si le critère $\alpha_{cr} \geq 10$ (resp. $\alpha_{cr} \geq 15$) est satisfait pour chaque étage.

Dans ces structures, α_{cr} peut être calculé en utilisant la formule approchée suivante, à condition que la compression axiale dans les poutres ou les traverses ne soit pas significative :

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ED}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{H}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

H_{ED} est la valeur de calcul de la réaction horizontale aux charges horizontales réelles et fictives qui s'exerce au bas de l'étage.

V_{Ed} est la charge de calcul verticale totale à laquelle la structure est soumise et qui s'exerce au bas de l'étage.

$\delta_{H,Ed}$ est le déplacement horizontal de la partie supérieure de l'étage, par rapport à sa partie inférieure, quand l'ossature est soumise à des charges horizontales réelles (par exemple : le vent) et fictives appliquées à chaque étage.

h est la hauteur de l'étage.

- Pieds de poteaux encastrés
- Calcul de α_{cr} :

Le calcul par ordinateur pour le cas de charge approprié permet d'obtenir

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ED}} = 32,22 > 10$$

Les effets au second ordre peuvent être omis.

- Calcul alternatif de α_{cr} Structure déformée :

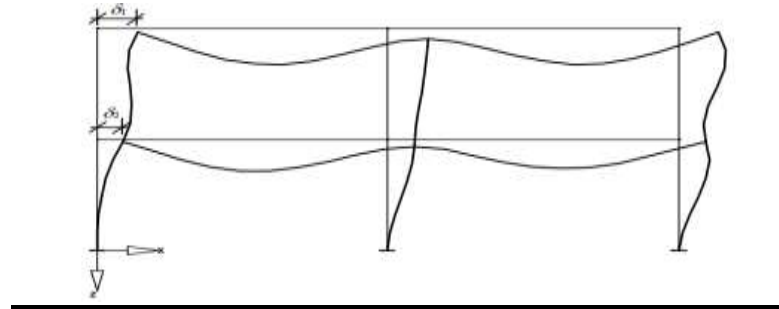


Figure I. 12: déplacement d'une structure.

Tableau I. 11: Les déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	δ_3 (mm)	δ_3 (mm)	δ_4 (mm)	δ_5 (mm)	δ_6 (mm)	δ_7 (mm)	δ_8 (mm)	δ_9 (mm)	δ_{10} (mm)
21,72	23,8	25,5	27,01	28,02	28,06	27,6	25,6	22,9	22,8	13,13

Tableau I. 12: les valeurs d'alternatif

α_{cr1}	α_{cr2}	α_{cr3}	α_{cr4}	α_{cr5}	α_{cr6}	α_{cr7}	α_{cr8}	α_{cr9}	α_{cr10}
0,6	0,89	0,83	1,24	31,28	2,72	0,62	0,46	14,59	0,15

- Un exemple de calcul :

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ED}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{H}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{1,65}{4351,43} \right) \left(\frac{3300}{21,72 - 23,8} \right) = 0,6$$

- remarque :
 - les effets au second ordre doivent être pris en compte.
 - notre structure classée parmi les structures souples.

I.6 Conclusion :

On a fait dans ce chapitre une comparaison entre le calcul par logiciel etabes et le calcul manuel sont similaire et notre structure est classé comme une structure souple.

CONCLUSION GENERALE

En cette fin de ce travail nous sommes arrivés à certain nombre de conclusion.

Ces conclusions sont réparties en deux groupes, le premier groupe en globe celles de l'étude du bâtiment tandis que le deuxième est relatif au travail de recherche.

Groupe 1 :

- La conception structurale est très importante vue que le model en dépend fortement (types des poteaux, poutres, cv et joints avec leurs directions).
- Le model final n'est que le résultat de plusieurs essais, donc c'est un ensemble de corrections de model.
- Le nombre de résultat disponible dans le out put du logiciel ETABS.18 est tel qu'il permet de bien cerner l'étude de bâtiment (résultat relatif des éléments, résultat de la structure globale...)

Groupe 2 :

- Cette partie nous avons permis de comprend que l'étude de d'un bâtiment n'est complète que si un certain nombre d'analyse soit faite (L'instabilité globale et locale, L'analyse globale élastique et plastique...)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Pour l'élaboration de ce travail nous avons utilisé :

Règlements :

- [1] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R-BC-22** » : Charge permanente et charge d'exploitation.
- [2] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R-BC-2-44** » « **CCM97** » : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier.
- [3] -**EUROCODE 3** : Calcul des éléments de constructions métalliques.
- [4] -**EUROCODE 4** : Partie 1 : Conception et dimensionnement des structures mixtes Acier-béton.
- [5] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R.B.C.2.48** » « **RPA99 version 2003** » : Règles Parasismique Algériennes.
- [6] -**BAEL91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé aux états limites 91 modifié99.
- [7] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R-C-2-47** » « **RNV 2013** » : Règlement Neige et Vent.
- [8] -**EUROCODE 1** : Actions sur les structures- Partie 1- 4 : Actions du vent.

Les cours :

- [9] -Cours charpente métallique (Master 1) : « **Mr. B. MENADI** » et « **Mr. SETHI** ».
- [10] -Cours construction mixte (Poteaux Mixte Acier-Béton et Plancher mixte) (Master 1) : « **Mr. A. ZAHAF** » et « **Mr. M. MIMOUNE** »
- [11] -Cours calcul au feu des structures en acier (Master 1) : « **Mme. M.BERDIAF** »

[12] -Cours mécanique de sol 2 (chapitre de fondation) : « **Mr. Z. ZITOUNI** ».

[13] -Cours calcul des éléments constructions métalliques (Diversement) : « **Mr. D. LAHLOU** ».

[14] -Cours fondation : « **Mr. A. ZAHAF** ».

[15] -Cours stabilité et résistance des ossatures de bâtiments métallique et mixte : « **Mr. A. ZAHAF** » et « **Université de Liège** ».

- Recherche Internet : Images, cours des autres universités comme :

[16] -Livre analyse d'un bâtiment en structure mixte : « **Mr. Rafik. TALEB** ».

[17] -Cours Notion de stabilité- flambement.

[18] -Mémoire de fin d'étude (contribution à la résolution pratique du problème de stabilité en calcul des structures) : « **JOSEPH. Aziz** ».

[19] -Mémoire de fin d'étude (Etude d'un bâtiment en charpente métallique(R+12)).

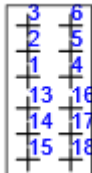
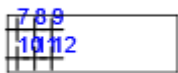
[20] -Note de calcul de alpha critique. : « **Mr. D. LAHLOU** ».

Logiciels utilisés :

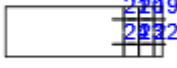
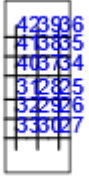
- 1- AUTO CAD 2016.
- 2- Logiciel de ETABS.18.1.
- 3- Logiciel de Autodesk Robot Structural Analyse 2019.
- 4- Logiciel des assemblages IDEA STATICA.
- 5- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- 6- Logiciel TEKLA.
- 7- EXCEL 2016.
- 8- WORD 2016.

ANNEXES

- Boulons**

	Nom	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{ts} [%]	U _{ts} [%]	Résultat	
	B1	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	1,9	8,6	1,1	307,8	8,8	9,6	OK	
	B2	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,5	8,5	0,3	307,8	8,6	8,8	OK	
	B3	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,2	8,9	0,1	307,8	9,0	9,1	OK	
	B4	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	1,9	8,4	1,1	307,8	8,6	9,4	OK	
	B5	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,5	8,3	0,3	307,8	8,4	8,6	OK	
	B6	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,2	8,7	0,1	307,8	8,9	8,9	OK	
	B13	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	3,4	8,3	2,0	324,0	8,5	9,9	OK	
	B14	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	8,4	0,1	324,0	8,6	8,7	OK	
	B15	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,1	8,7	0,1	324,0	8,9	9,0	OK	
	B16	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	3,5	8,2	2,0	324,0	8,3	9,7	OK	
	B17	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	8,3	0,1	324,0	8,4	8,5	OK	
	B18	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,1	8,6	0,1	324,0	8,8	8,8	OK	
		B7	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,7	3,7	0,4	324,0	3,8	4,1	OK
		B8	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,3	3,5	0,2	307,8	3,6	3,7	OK
		B9	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,0	3,7	0,0	307,8	3,8	3,8	OK

ANNEX 2

	B10	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,8	2,9	0,4	324,0	3,0	3,3	OK
	B11	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,3	2,8	0,1	307,8	2,8	2,9	OK
	B12	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,0	2,9	0,0	307,8	2,9	2,9	OK
	B19	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	1,0	3,6	0,5	324,0	3,7	4,0	OK
	B20	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	3,5	0,1	324,0	3,5	3,6	OK
	B21	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,0	3,5	0,0	324,0	3,6	3,6	OK
	B22	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,9	2,9	0,5	324,0	2,9	3,3	OK
	B23	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	2,8	0,1	324,0	2,9	2,9	OK
	B24	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,0	2,9	0,0	324,0	2,9	2,9	OK
	B25	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,6	4,1	0,3	186,3	4,3	4,4	OK
	B26	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	4,1	0,1	186,3	4,3	4,2	OK
	B27	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	4,3	0,1	186,3	4,6	4,5	OK
	B28	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,6	5,1	0,3	186,3	5,5	5,5	OK
	B29	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	5,0	0,1	186,3	5,4	5,2	OK
	B30	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,3	5,4	0,1	186,3	5,8	5,6	OK
	B31	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,7	6,9	0,4	186,3	7,4	7,3	OK
	B32	M20	G+Q-1.5EY	0,3	6,7	0,2	186,3	7,2	6,9	OK

ANNEX 2

		10.9 - 2								
B33	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,4	7,0	0,2	186,3	7,5	7,3	OK
B34	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,5	4,2	0,3	178,2	4,7	4,5	OK
B35	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	4,2	0,1	178,2	4,7	4,4	OK
B36	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	4,5	0,1	178,2	5,0	4,7	OK
B37	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,6	5,0	0,4	178,2	5,6	5,4	OK
B38	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	5,0	0,1	178,2	5,6	5,2	OK
B39	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,3	5,4	0,2	178,2	6,0	5,6	OK
B40	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,7	6,4	0,4	178,2	7,2	6,8	OK
B41	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,3	6,3	0,2	178,2	7,1	6,6	OK
B42	M20	10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,4	6,7	0,2	178,2	7,5	6,9	OK

ANNEX 3

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
SP 1	P25,0x300,0-300,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	6
SP 2	P25,0x300,0-300,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	6
SP 3	P20,0x300,0-600,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	12
SP 4	P20,0x300,0-600,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	12
SP 5	P20,0x300,0-800,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	18
SP 6	P20,0x300,0-800,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	18

• Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M20 10.9	64	12
M20 10.9	41	12

ANNEX 4

- 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		
Contrôle pinces et entraxes	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	Both		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
Braced system	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

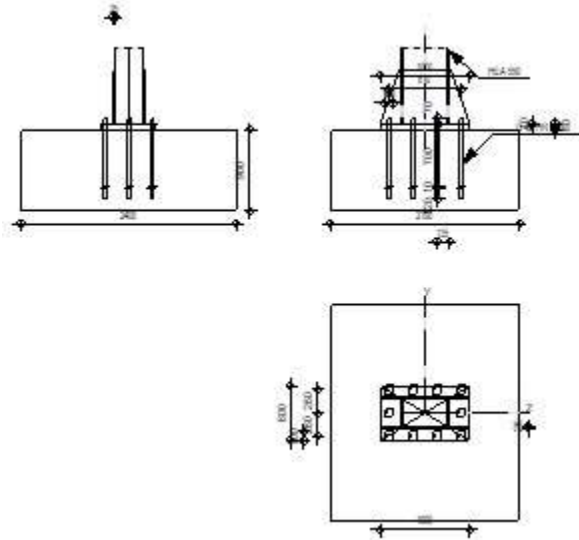


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,87

GENERAL

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 242
 Barres de la structure: 194

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 550
 Barre N°: 194
 $L_c = 11,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 211,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 111932,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 600$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 60$ [mm] Epaisseur

ANNEX 5

Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 255,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 385,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 42$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 11,20$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 13,85$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 270; 270$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 260$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 70$ [mm]
 $L_2 = 700$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28
 $f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 100$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 100$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 1000$ [mm] Longueur
 $h_s = 600$ [mm] Hauteur
 $t_s = 25$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 2100$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 2400$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe Utilisateur
 $f_{ck} = 352,50$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

ANNEX 5

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 10$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 31: 0.8G-1.5EX 2*0.80+6*-1.50

$N_{j,Ed} = 1839,97$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -367,59$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 2,78$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -27,70$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -26,32$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 11,20$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
Beta = 0,85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd,s1} = 822,53$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$
 $F_{t,Rd,s2} = 840,00$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
 $F_{t,Rd,s} = 822,53$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 352,50$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]
 $A_h = 86,15$ [cm²] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]
 $p_k = 2467,50$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à l'arrachement CEB [15.1.2.3]
 $\gamma_{Mp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$
 $F_{t,Rd,p} = 10543,86$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 627$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0 = 2650,80$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$S_{cr,N} = 1880$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

ANNEX 5

$N_{Rk,c}^0 = 2650,80$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 940$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 64560,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 50400,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\Psi_{A,N} = 0,78$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 645$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\Psi_{s,N} = 0,91$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\Psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 867,8$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 700$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 3129,46$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1400$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 700$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 42432,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 40320,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\Psi_{A,N} = 0,95$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 645$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\Psi_{s,N} = 0,98$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\Psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\Psi_{h,N} = 0,74$		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 1001,29$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$			
$F_{t,Rd} = 822,53$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 555$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 555$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 139$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 127,31$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 127,31$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 3672,00$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 2186,88$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 2467,58$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 2186,88$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

ANNEX 5

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	267	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	267	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	74	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	61,36	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	61,36	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3330,99	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2237,11	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	3290,11	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	2237,11	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	5932,14	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	2186,88	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	2237,11	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,31 < 1,00	vérifié	(0,31)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

$e_y =$	15	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	329	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	405	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	63,48	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,44 < 1,00	vérifié	(0,44)
---	-------------	---------	--------

$e_z =$	14	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	162	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	260	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	60,67	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,43 < 1,00	vérifié	(0,43)
---	-------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,87 < 1,00	vérifié	(0,87)
--	-------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,30$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,30$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 588,00$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,72$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,72$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 0,85$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		

ANNEX 5

$F_{1,vb,Rd,z} = 472,27$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 13,85$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 329,85$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 1874,57$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 1735,71$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 11460,5$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,29$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,16$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,84$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 1506,44$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 6514,0$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,90$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,02$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,99$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 2768,32$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

ANNEX 5

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 3298,46$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 3298,46$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 68,37$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 506,42$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 173$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 137913,26$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 5,63$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 24,12$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 33,76$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 58,75$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,23 < 1,00$	vérifié	(0,23)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 25,22$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 25,22$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -31,28$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 0,06$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,20 < 1,00$	vérifié	(0,20)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,12 < 1,00$	vérifié	(0,12)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 42,20$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 0,00$ [MPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,20 < 1,00$	vérifié	(0,20)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 77,85$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 77,85$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 20,08$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]

ANNEX 5

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	77,85	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	159,53	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,44 < 1,00				vérifié (0,44)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	84	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	360	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	136	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	555	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	139	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	427	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,55		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	237013,13	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	15292,56	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	228	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	267	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	74	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	61	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	427	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,77		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	111524,10	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	36800,83	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

REMARQUES

Pince ancrage-extrémité de la platine trop faible.

40 [mm] < 50 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,87

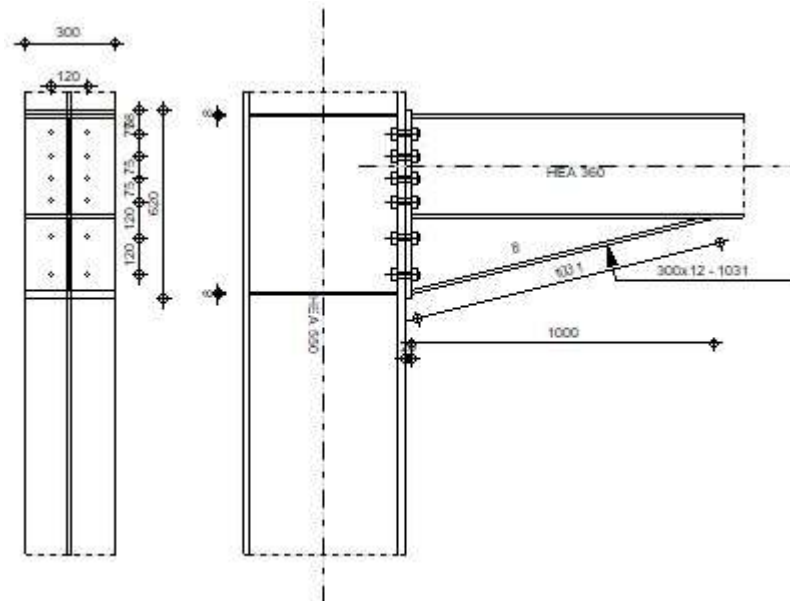


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,72

GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 374
 Barres de la structure: 186, 299

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 550
 Barre N°: 186
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 211,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 111932,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 360
 Barre N°: 299
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 350$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

ANNEX 6

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_f =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	18	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	142,76	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33089,80	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211,68	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	78	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	75; 75; 75; 120; 120	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	620	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	250	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	14,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

ANNEX 6

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 28: $G+Q+1.5EY (2+3) * 1.00+7*1.50$

$M_{b1,Ed} =$	-16,81	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	2,47	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-0,01	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	-463,37	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	-462,25	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	0,01	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	188,20	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	130,53	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	576,71	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-7,10	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-3,86	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-111,43	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	142,76	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	3354,86	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	68,96	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	935,63	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,00 < 1,00	vérifié (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	2088,47	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	490,79	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	3376,69	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	793,52	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

ANNEX 6

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 793,52$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 585$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 1356,30$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 14,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} = 309$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 48,96$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,83$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 0,00$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} = 2395,96$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 261$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,89$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,87$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} = 2095,42$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$			
$F_{c,wb,Rd3} = 1057,50$	[kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$			
$F_{c,wb,Rd,low} = 1057,50$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -16,81$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = -463,37$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 130,53$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = -3,86$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 464$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 895,74$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} = 83,7$	$\frac{1}{2}$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 83,7$	$\frac{1}{2}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 592$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 11,8$	$\frac{1}{8}$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

ANNEX 6

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1240,26 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,72 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 316 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 83,72 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 9,59 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,58 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1425,66 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 438 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,00 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 4,95 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1230,61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1230,61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 321 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 83,72 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 9,59 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,58 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1438,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 438 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,01 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,79 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 4,95 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1235,78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1235,78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	32	–	90	–	120	202	257	202	257	221	197	197	197
2	32	–	90	–	120	202	241	202	241	240	120	120	120
3	32	–	90	–	98	202	241	202	241	195	98	98	98
4	32	–	90	–	75	202	241	202	241	150	75	75	75
5	32	–	90	–	75	202	241	202	241	150	75	75	75
6	32	–	90	–	75	202	257	202	257	176	174	174	174

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	47	–	90	–	120	296	360	296	360	268	270	268	270
2	47	–	90	–	120	296	301	296	301	240	120	120	120
3	47	–	90	–	98	296	301	296	301	195	98	98	98
4	47	–	90	–	75	296	301	296	301	150	75	75	75
5	47	–	90	–	75	296	301	296	301	150	75	75	75
6	47	–	90	–	75	296	301	296	301	223	188	188	188

- m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2115,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 366,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion
F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction
F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion
F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

ANNEX 6

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	422,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 656,65$	656,65	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 422,24$	422,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 695,17$	695,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1286,94$	1286,94	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1235,78$	1235,78	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1356,30$	1356,30	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	250,56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 656,65$	656,65	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 391,39$	391,39	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 695,17$	695,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1286,94 - 422,24$	864,70	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1235,78 - 422,24$	813,54	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1356,30 - 422,24$	934,06	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 817,09 - 422,24$	394,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 958,14 - 422,24$	535,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 672,80 - 422,24$	250,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 916,09 - 422,24$	493,85	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	257,61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 656,65$	656,65	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 391,39$	391,39	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 695,17$	695,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1286,94 - 672,80$	614,14	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1235,78 - 672,80$	562,98	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1356,30 - 672,80$	683,50	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 708,53 - 250,56$	457,97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 701,14 - 250,56$	450,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1159,04 - 672,80$	486,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1163,53 - 672,80$	490,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 508,17 - 250,56$	257,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 511,13 - 250,56$	260,56	Ame de la poutre - traction - groupe

ANNEX 6

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 958,62 - 672,80$	285,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1145,21 - 672,80$	472,41	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 228,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 176,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	226,94	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 656,65$	656,65	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 391,39$	391,39	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 695,17$	695,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1286,94 - 848,89$	438,05	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1235,78 - 848,89$	386,89	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1356,30 - 848,89$	507,41	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 659,26 - 176,09$	483,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 568,94 - 176,09$	392,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1025,85 - 426,66$	599,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 900,06 - 426,66$	473,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1476,35 - 848,89$	627,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1292,12 - 848,89$	443,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 403,03 - 176,09$	226,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 405,38 - 176,09$	229,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 683,41 - 426,66$	256,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 687,38 - 426,66$	260,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1232,76 - 848,89$	383,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1321,46 - 848,89$	472,57	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 168,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 129,55 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	220,92	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 656,65$	656,65	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 391,39$	391,39	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 695,17$	695,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 1286,94 - 978,44$	308,50	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1235,78 - 978,44$	257,34	Ame du poteau - compression

ANNEX 6

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1356,30 - 978,44$	377,86	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 634,63 - 129,55$	505,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 499,59 - 129,55$	370,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 976,58 - 305,64$	670,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 784,03 - 305,64$	478,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1343,16 - 556,20$	786,96	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1070,96 - 556,20$	514,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1793,67 - 978,44$	815,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1398,69 - 978,44$	420,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 350,46 - 129,55$	220,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 352,50 - 129,55$	222,95	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 578,27 - 305,64$	272,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 581,63 - 305,64$	275,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 858,64 - 556,20$	302,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 863,63 - 556,20$	307,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1489,06 - 978,44$	510,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1497,71 - 978,44$	519,27	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$
 $F_{t5,Rd} = 107,83$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$
 $F_{t5,Rd} = 83,00$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	174,34	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 656,65$	656,65	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 391,39$	391,39	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 695,17$	695,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1286,94 - 1061,44$	225,49	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1235,78 - 1061,44$	174,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1356,30 - 1061,44$	294,85	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 743,19 - 83,00$	660,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 788,46 - 83,00$	705,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 1060,50 - 212,55$	847,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 975,59 - 212,55$	763,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1402,45 - 388,64$	1013,81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1177,48 - 388,64$	788,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1769,04 - 639,21$	1129,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1368,82 - 639,21$	729,62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 2219,54 - 1061,44$	1158,10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1580,13 - 1061,44$	518,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 606,90 - 83,00$	523,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 617,84 - 83,00$	534,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 789,50 - 212,55$	576,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 794,09 - 212,55$	581,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1017,31 - 388,64$	628,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1023,22 - 388,64$	634,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1297,68 - 639,21$	658,47	Platine d'about - traction - groupe

ANNEX 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1305,22 - 639,21$	666,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1839,67 - 1061,44$	778,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1939,30 - 1061,44$	877,86	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 47,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 36,46 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	524	422,24	423,36	656,65	422,24	695,17	423,36	732,87
2	404	250,56	423,36	656,65	391,39	695,17	423,36	732,87
3	284	176,09	423,36	656,65	391,39	695,17	423,36	732,87
4	209	129,55	423,36	656,65	391,39	695,17	423,36	732,87
5	134	83,00	423,36	656,65	391,39	695,17	423,36	732,87
6	59	36,46	423,36	656,65	391,39	695,17	423,36	732,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 412,56 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 173,49 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 287,18 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 324,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	423,36	-0,00	422,24	17,20	17,20	336,91
2	423,36	-0,00	250,56	10,21	10,21	341,01
3	423,36	-0,00	176,09	7,17	7,17	342,78
4	423,36	-0,00	129,55	5,28	5,28	343,89
5	423,36	-0,00	83,00	3,38	3,38	345,00
6	423,36	-0,00	36,46	1,49	1,48	346,11

$$F_{tj,Rd,N} \quad - \text{Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure}$$

$$F_{tj,Ed,N} \quad - \text{Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial}$$

$$F_{tj,Rd,M} \quad - \text{Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure}$$

$$F_{tj,Ed,M} \quad - \text{Effort dans une rangée de boulons dû au moment}$$

$$F_{tj,Ed} \quad - \text{Effort de traction maximal dans la rangée de boulons}$$

$$F_{vj,Rd} \quad - \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

ANNEX 6

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \begin{matrix} [\text{Tableau 3.4}] \\ [\text{Tableau 3.4}] \end{matrix}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	203,45	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	133,64	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	69,81	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	70613,12	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-5,11	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-4,76	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,35	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	10,21 < 365,00	vérifié	(0,03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	9,54 < 365,00	vérifié	(0,03)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	5,11 < 262,80	vérifié	(0,02)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	69	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	22,03	870,66
1	524	3	74	18	2	9,89	517,93
2	404	2	45	8	1	5,13	206,97
3	284	2	37	7	1	3,06	86,69
4	209	1	28	5	1	1,81	37,74
5	134	1	28	5	1	1,16	15,49
6	59	3	65	13	2	0,99	5,84

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$Z_{eq} = 395 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_{eq} = 6 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons}$$

$A_{vc} =$	83,72	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	0,96		Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z =$	395	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 =$	8	[mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]

ANNEX 6

$A_{vc} = 83,72$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]
 $S_{j,ini} = 109657,76$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\eta = 2,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [5.1.2.(4)]
 $S_j = S_{j,ini} / \eta$ [6.3.1.(4)]
 $S_j = 54828,88$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 111181,73$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 6948,86$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Classification de l'assemblage par résistance.

$M_{pl,Rd,lim} = \text{Max}(M_{b,pl,Rd}, 2 M_{c,pl,Rd})$
 $M_{pl,Rd,lim} = 2542,00$ [kN*m] Capacité de l'assemblage à pleine résistance [5.2.3]

$M_{j,Rd} \leq 0.25 M_{pl,Rd,lim}$ ARTICULE

CONTROLE DE LA RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Conformément au point 6.4, l'assemblage possède une capacité de rotation.

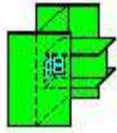
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 10 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 18 [mm]

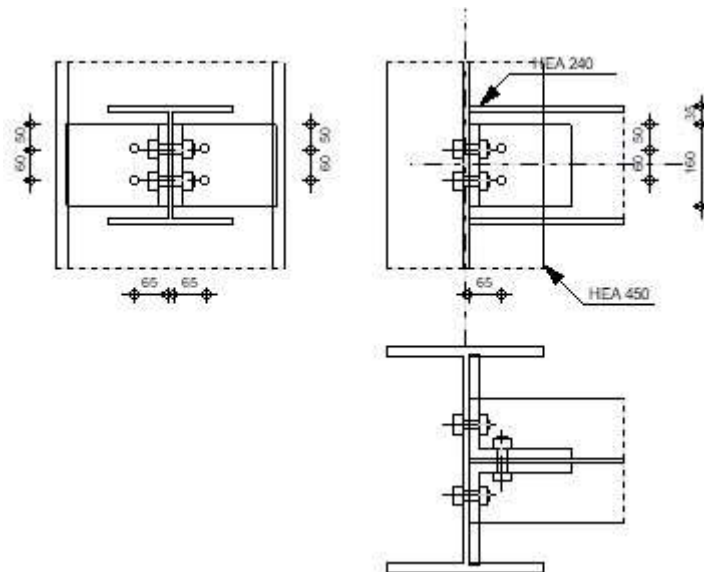
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,72



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,93

GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 1654
 Barres de la structure: 240, 1981

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 240
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: HEA 240
 Barre N°: 1981
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

ANNEX 7

Profilé:	HEA 240
$h_b =$	230 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	240 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	12 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	76,84 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	7763,18 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28
$f_{yb} =$	275,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{ub} =$	405,00 [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 200x20
$h_k =$	200 [mm] Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	200 [mm] Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	20 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	18 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	160 [mm] Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E28
$f_{yk} =$	275,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{uk} =$	405,00 [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 27: G+Q-1.5EX (2+3)*1.00+6*-1.50

$N_{b,Ed} =$	-0,00	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	87,06	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	-0,04	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} =$	97,72	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} =$	$0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	110,5	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} =$	$0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x					
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$		
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié		
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$		
$\alpha_{bx} > 0.0$		1,00 > 0,00	vérifié		
$F_{b,Rd1x} =$	167,67	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} =$	$k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z					
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$		
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié		
$\alpha_{bz} =$	0,75	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$		
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,75 > 0,00	vérifié		
$F_{b,Rd1z} =$	125,75	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} =$	$k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x					
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$		
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié		
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$		
$\alpha_{bx} > 0.0$		1,00 > 0,00	vérifié		
$F_{b,Rd2x} =$	291,60	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} =$	$k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z					
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$		
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié		
$\alpha_{bz} =$	0,75	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$		
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,75 > 0,00	vérifié		

ANNEX 7

$F_{b,Rd2z} = 218,70$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 2,99$ $\frac{[kN \cdot m]}{m}$ Moment fléchissant réel

$$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{Vz} = 21,76$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$$F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 49,88$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$F_{x,Ed} = 49,88$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z,Ed} = 21,76$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 54,42$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 167,67$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 125,75$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 49,88 < 167,67$	vérifié	(0, 30)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 21,76 < 125,75$	vérifié	(0, 17)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$54,42 < 97,72$	vérifié	(0, 56)

Traction des boulons

$e = 71$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 3,06$ $\frac{[kN \cdot m]}{m}$ Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$$

$F_{t,Ed} = 51,02$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$51,02 < 110,59$	vérifié	(0, 46)
--------------------------	------------------	---------	---------

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

$F_{v,Ed} = 54,42$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,89 < 1,00$	vérifié	(0, 89)
--	---------------	---------	---------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 195,4$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 3] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 109,35$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

ANNEX 7

$\alpha_{bz} = 0,75$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,75 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 82,01$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 583,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,75$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,75 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 437,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 71$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 = 6,12$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 43,53$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 102,04$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 102,04$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 43,53$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 110,93$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 109,35$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 82,01$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 102,04 < 109,35$	vérifié (0, 93)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 43,53 < 82,01$	vérifié (0, 53)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$110,93 < 195,43$	vérifié (0, 57)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 11,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 16,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 432,23$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 43,53 < 432,23$	vérifié (0, 10)

ANNEX 7

POUTRE

$A_{nt} =$	4,12	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,62	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	203,7	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	87,06	<	203,77	vérifié (0,43)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

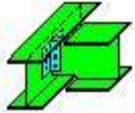
$A_t =$	16,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	12,00	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$			0,67	< 0,85
$W_{net} =$	84,55	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	23,25	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_o \leq M_{c,Rdnet}$	3,06	<	23,25	vérifié (0,13)
$A_v =$	32,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} =$	24,00	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_o$
$V_{pl,Rd} =$	508,07	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	43,53	<	508,07	vérifié (0,09)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	8,62	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	7,12	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$			0,74	< 0,85
$W_{net} =$	63,46	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	17,45	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_o \leq M_{c,Rdnet}$	6,12	<	17,45	vérifié (0,35)
$A_v =$	17,25	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	14,25	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_o$
$V_{pl,Rd} =$	273,88	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	87,06	<	273,88	vérifié (0,32)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

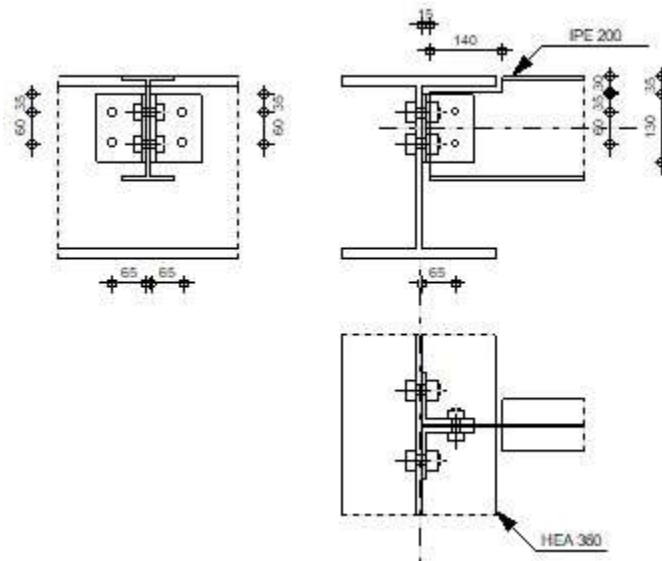
Ratio 0,93



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,40

GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 1417
 Barres de la structure: 1584, 1694

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: HEA 360
 Barre N°: 1584
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 350$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 300$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 27$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 142,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 33089,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: ACIER
 $f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200
 Barre N°: 1694
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

ANNEX 8

Profilé:	IPE 200	
$h_b =$	200 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	100 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	28,48 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	1943,17 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yb} =$	275,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	405,00 [MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	30 [mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0 [mm]	Encoche inférieure
$l =$	140 [mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10	
$h_k =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER	
$f_{yk} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,45 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons

ANNEX 8

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	35 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 8: ELU 2*1.35+3*1.50

N _{b,Ed} =	0,00	[kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	22,84	[kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd} =	120,6	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	F _{v,Rd} =
=	4] boulon		0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} =	141,1	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	F _{t,Rd} =
=	2]		0.9*f _u *A _s /γ _{M2}

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x				
k _{1x} =	2,12	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]	
k _{1x} > 0.0	2,12	> 0,00	vérifié	
α _{bx} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]	
α _{bx} > 0.0	1,00	> 0,00	vérifié	
F _{b,Rd1x} =	123,70	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{M2}

Direction z				
k _{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1z} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]	
k _{1z} > 0.0	2,50	> 0,00	vérifié	
α _{bz} =	0,66	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} =min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]	
α _{bz} > 0.0	0,66	> 0,00	vérifié	
F _{b,Rd1z} =	96,23	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1z} =k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t/γ _{M2}

Pression du boulon sur la cornière

Direction x				
k _{1x} =	2,12	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} =min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]	
k _{1x} > 0.0	2,12	> 0,00	vérifié	
α _{bx} =	0,53	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]	
α _{bx} > 0.0	0,53	> 0,00	vérifié	

ANNEX 8

$$F_{b,Rd2x} = 65,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,53 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,53 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 77,42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* t / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$$e = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 0,7 \quad \left[\frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 5,7 \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 12,90 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 12,90 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 5,7 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 14,11 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 65,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 77,42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 12,90 < 65,60$	vérifié	(0,20)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 5,71 < 77,42$	vérifié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$14,11 < 120,64$	vérifié	(0,12)

Traction des boulons

$$e = 70 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_{0t} = 0,8 \quad \left[\frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{t,Ed} = 13,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de traction dans le boulon extrême} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{\max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 13,32 < 141,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

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

$$F_{v,Ed} = 14,11 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 77,2 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

ANNEX 8

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 67,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,74$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 53,76$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 151,41$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 151,41$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 1,6$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 11,42$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 26,64$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 26,64$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 11,42$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 28,99$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 67,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 53,76$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 26,64 < 67,20$	vérifié (0,40)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 11,42 < 53,76$	vérifié (0,21)

ANNEX 8

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$28,99 < 77,21$	vérifié	(0,38)
------------------------	-----------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,20$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 193,19$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 193,19$	vérifié	(0,00)
-----------------------------------	-------------------	---------	--------

POUTRE

$A_{nt} = 2,35$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,59$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 149,11$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 149,11$	vérifié	(0,00)
-----------------------------	-------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,80$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 130,2$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 11,42 < 130,22$	vérifié	(0,09)
-----------------------------------	--------------------	---------	--------

POUTRE

$A_{nt} = 2,30$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,09$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 102,1$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 22,84 < 102,10$	vérifié	(0,22)
-----------------------------	--------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,70$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,80$
--	---------------

$W_{net} = 27,22$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 6,40$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,80 < 6,40$	vérifié	(0,12)
--------------------------	-----------------	---------	--------

ANNEX 8

$A_v = 13,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a \cdot t_{fa}$
$A_{v,net} = 9,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 176,38$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0,5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 11,42 < 176,38$	vérifié (0,06)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 4,76$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute
$A_{t,net} = 3,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,71 < 0,85$

$W_{net} = 25,39$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 6,98$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,60 < 6,98$	vérifié (0,23)

$A_v = 9,52$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$A_{v,net} = 7,50$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	
$V_{pl,Rd} = 151,15$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 22,84 < 151,15$	vérifié (0,15)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,40

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :

Auteur :



Données du projet

Nom de projet IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 21/06/2022
Norme EN

Matériau

Acier ACIER E28

Élément du projet CON-2323

Conception

Nom CON-2323
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

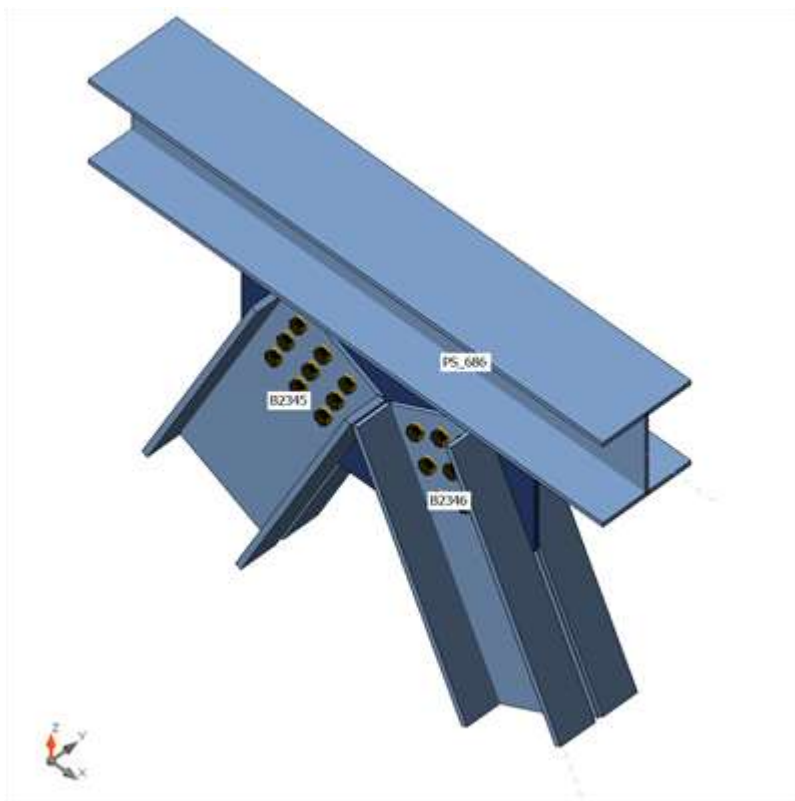
Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β - Direction [°]	γ - Angle [°]	α - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
PS_686	1 - HEA240	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
B2345	3 - 2Uo(UNP300)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
B2346	4 - 2Uo(UNP300)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :

Auteur :



Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEA240	ACIER E28
3 - 2Uo(UNP300)	ACIER E28
4 - 2Uo(UNP300)	ACIER E28

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]
ELU	PS_686	0,0	0,0	-47,7	0,0	-43,3	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-25,1	0,0	36,1	0,0
	B2345	41,9	0,0	-1,1	0,0	-3,2	0,0
	B2346	-39,1	0,0	1,4	0,0	-4,0	0,0
G+Q+1.5EX	PS_686	-0,1	0,0	-21,3	0,0	-20,1	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-15,2	0,0	20,9	0,0
	B2345	-815,1	-0,1	4,4	0,0	5,1	-0,1
	B2346	-864,1	-0,1	-4,2	0,0	4,7	-0,1
G+Q-1.5EX	PS_686	0,0	0,0	-46,2	0,0	-41,2	0,0
	PS_686	0,1	0,0	-20,1	0,0	30,2	0,0

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :



Auteur :

	B2345	874,0	0,2	-5,9	0,0	-9,7	0,1
	B2346	808,8	0,1	6,2	0,0	-10,4	0,1
G+Q+1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-45,5	0,0	-19,7	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-20,9	0,0	31,6	0,0
	B2345	259,3	-0,7	-2,6	0,0	0,4	0,1
	B2346	188,0	-0,8	3,0	0,0	0,0	0,1
G+Q-1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-21,9	0,0	-41,7	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-14,5	0,0	19,4	0,0
	B2345	-200,3	0,7	1,1	0,0	-5,0	-0,1
	B2346	-243,4	0,8	-0,9	0,0	-5,7	-0,1
0.8G+1.5EX	PS_686	-0,1	0,0	-3,0	0,0	-4,0	0,0
	PS_686	-0,1	0,0	-5,2	0,0	7,5	0,0
	B2345	-832,0	-0,2	4,8	0,0	6,3	-0,1
	B2346	-849,6	-0,1	-4,7	0,0	6,2	-0,1
0.8G-1.5EX	PS_686	0,1	0,0	-27,9	0,0	-25,1	0,0
	PS_686	0,1	0,0	-10,1	0,0	16,7	0,0
	B2345	857,1	0,2	-5,5	0,0	-8,5	0,1
	B2346	823,3	0,1	5,7	0,0	-8,9	0,1
0.8G+1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-27,3	0,0	-3,5	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-10,9	0,0	18,2	0,0
	B2345	242,4	-0,7	-2,2	0,0	1,6	0,1
	B2346	202,6	-0,8	2,4	0,0	1,5	0,1
0.8G-1.5EY	PS_686	0,0	0,0	-3,6	0,0	-25,5	0,0
	PS_686	0,0	0,0	-4,5	0,0	6,0	0,0
	B2345	-217,2	0,7	1,5	0,0	-3,8	-0,1
	B2346	-228,8	0,8	-1,5	0,0	-4,2	-0,1

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,9 < 5,0%	OK
Boulons	75,1 < 100%	OK
Soudures	98,2 < 100%	OK
Voilement	7,83	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
PS_686-bfl 1	12,0	G+Q-1.5EX	197,1	0,0	0,0	OK
PS_686-tfl 1	12,0	G+Q+1.5EX	116,6	0,0	0,0	OK
PS_686-w 1	7,5	G+Q-1.5EX	219,4	0,0	0,0	OK
B2345-bfl 1	16,0	0.8G+1.5EX	93,9	0,0	0,0	OK
B2345-tfl 1	16,0	0.8G+1.5EX	83,4	0,0	0,0	OK
B2345-w 1	10,0	G+Q-1.5EX	275,2	0,1	32,2	OK
B2345-bfl 2	16,0	0.8G+1.5EX	84,9	0,0	0,0	OK
B2345-tfl 2	16,0	0.8G+1.5EX	94,9	0,0	0,0	OK
B2345-w 2	10,0	G+Q-1.5EX	275,2	0,1	33,2	OK

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :



Auteur :

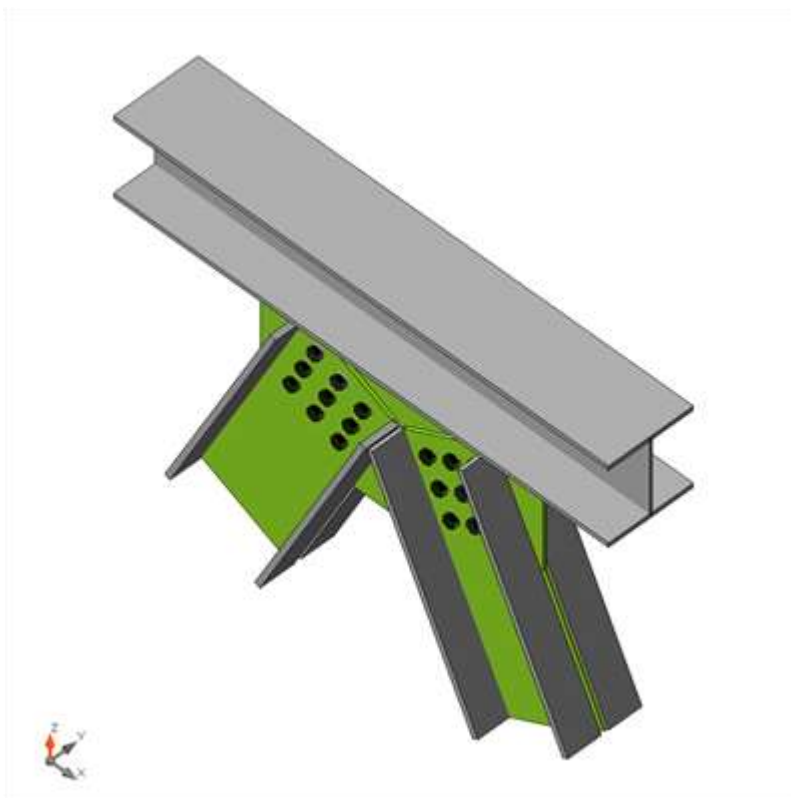
B2346-bfl 1	16,0	0.8G-1.5EX	96,5	0,0	0,0	OK
B2346-tfl 1	16,0	0.8G-1.5EX	80,4	0,0	0,0	OK
B2346-w 1	10,0	0.8G-1.5EX	275,1	0,1	21,0	OK
B2346-bfl 2	16,0	0.8G-1.5EX	80,6	0,0	0,0	OK
B2346-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EX	96,2	0,0	0,0	OK
B2346-w 2	10,0	0.8G-1.5EX	275,2	0,1	22,4	OK
SP 1	10,0	G+Q-1.5EX	278,9	1,9	33,2	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
ACIER E28	275,0	5,0

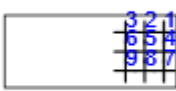
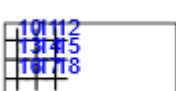
Explication des symboles

- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contact stress
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, G+Q-1.5EX

Boulons

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{t,s} [%]	U _{t,ts} [%]	Résultat
	B1	0.8G+1.5EX	25,4	45,8	14,4	143,6	63,3	57,0	OK
	B2	G+Q-1.5EX	8,6	45,1	4,9	143,6	62,6	49,6	OK
	B3	G+Q-1.5EX	22,2	46,0	12,6	143,6	63,9	56,0	OK
	B4	0.8G+1.5EX	7,0	44,6	4,0	143,6	61,5	48,3	OK
	B5	G+Q-1.5EX	4,0	46,8	2,3	143,6	64,9	49,3	OK
	B6	G+Q-1.5EX	10,2	48,2	5,8	143,6	66,9	53,3	OK
	B7	0.8G+1.5EX	27,8	50,9	15,8	143,6	70,2	63,2	OK
	B8	G+Q-1.5EX	10,9	52,0	6,2	143,6	72,1	57,4	OK
	B9	G+Q-1.5EX	26,3	54,1	14,9	143,6	75,1	65,9	OK
	B10	0.8G-1.5EX	24,5	44,2	13,9	143,6	61,4	55,0	OK
	B11	G+Q+1.5EX	9,1	46,7	5,2	143,6	65,0	51,3	OK
	B12	G+Q+1.5EX	23,2	47,6	13,1	143,6	66,2	57,9	OK
	B13	0.8G-1.5EX	6,6	44,1	3,8	143,6	61,4	47,7	OK
	B14	G+Q+1.5EX	3,8	45,8	2,2	143,6	63,8	48,3	OK
	B15	G+Q+1.5EX	10,1	47,5	5,7	143,6	66,1	52,5	OK
	B16	G+Q-1.5EX	27,9	51,4	15,8	143,6	71,4	63,8	OK
	B17	0.8G-1.5EX	13,8	50,1	7,9	143,6	69,7	56,7	OK
	B18	G+Q+1.5EX	24,9	51,5	14,1	143,6	71,6	62,6	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	204,7	98,0

Explication des symboles

- F_{t,Rd} Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- F_{t,Ed} Effort de tension
- 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 Utilisation en tension
- U_{t,s} Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B9

Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_t = 26,3 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0,90$ – Coefficient
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :



Auteur :

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 204,7 \text{ kN} \geq F_t = 26,3 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 34 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.
- $t_p = 10 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $f_u = 405,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 98,0 \text{ kN} \geq V = 54,1 \text{ kN}$$

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
- $A = 245 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 143,6 \text{ kN} \geq V = 107,8 \text{ kN}$$

où :

- $k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5) = 2,50$ – Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- $\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0,89$ – Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer
- $e_2 = 203 \text{ mm}$ – Distance to the plate edge perpendicular to the shear force
- $p_2 = 75 \text{ mm}$ – Distance between bolts perpendicular to the shear force
- $d_0 = 22 \text{ mm}$ – Bolt hole diameter
- $e_1 = \infty \text{ mm}$ – Distance to the plate edge in the direction of the shear force
- $p_1 = 75 \text{ mm}$ – Distance between bolts in the direction of the shear force
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $f_u = 405,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $d = 20 \text{ mm}$ – Diamètre nominal de fixation
- $t = 10 \text{ mm}$ – Thickness of the plate
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{int} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1,4F_{v,Rd}} = 65,9 \%$$

Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 14,9 \%$$

Utilisation en cisaillement

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :



Auteur :

$$U_{ss} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 75,1 \%$$

Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
PS_686-bfl 1	SP 1	◀ 4,0 ▶	800	G+Q-1.5EX	374,3	0,5	-96,1	-185,5	96,0	98,2	64,4	OK
		◀ 4,0 ▶	800	G+Q-1.5EX	374,2	0,5	-92,7	187,7	-92,7	98,2	66,1	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
ACIER E28	0,85	381,2	291,6

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
- Ut Utilisation
- Ut_c Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour PS_686-bfl 1 SP 1

Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 381,2 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 374,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 291,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 96,1 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 405,0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Utilisation en contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98,2 \%$$

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :

Auteur :



Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
ELU	1	29,44
	2	37,94
	3	46,01
	4	46,24
	5	55,41
	6	57,53
G+Q+1.5EX	1	8,84
	2	10,04
	3	13,43
	4	13,82
	5	16,03
	6	16,42
G+Q-1.5EX	1	7,83
	2	9,89
	3	11,18
	4	11,27
	5	12,66
	6	13,76
G+Q+1.5EY	1	19,12
	2	29,57
	3	32,50
	4	35,02
	5	36,06
	6	37,19
G+Q-1.5EY	1	19,23
	2	29,17
	3	32,64
	4	41,78
	5	47,05
	6	49,04
0.8G+1.5EX	1	9,22
	2	10,38
	3	13,93
	4	14,20
	5	16,51
	6	17,25
0.8G-1.5EX	1	8,13
	2	10,59
	3	11,54
	4	12,18
	5	13,01
	6	14,73
0.8G+1.5EY	1	21,82
	2	35,27
	3	39,64

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :

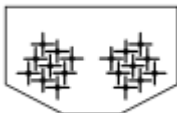


Auteur :

	4	41,14
	5	43,05
	6	47,70
0.8G-1.5EY	1	23,15
	2	33,50
	3	38,61
	4	48,50
	5	53,78
	6	55,50

Nomenclature

Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
SP 1	P10,0x800,0-500,0 (ACIER E28)		1	Soudure d'angle double: a = 4,0	800,0	M20 10.9	18
GUSS 1							
GUSS 2							

Soudures

Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	ACIER E28	4,0	5,7	800,0

Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M20 10.9	30	18

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :

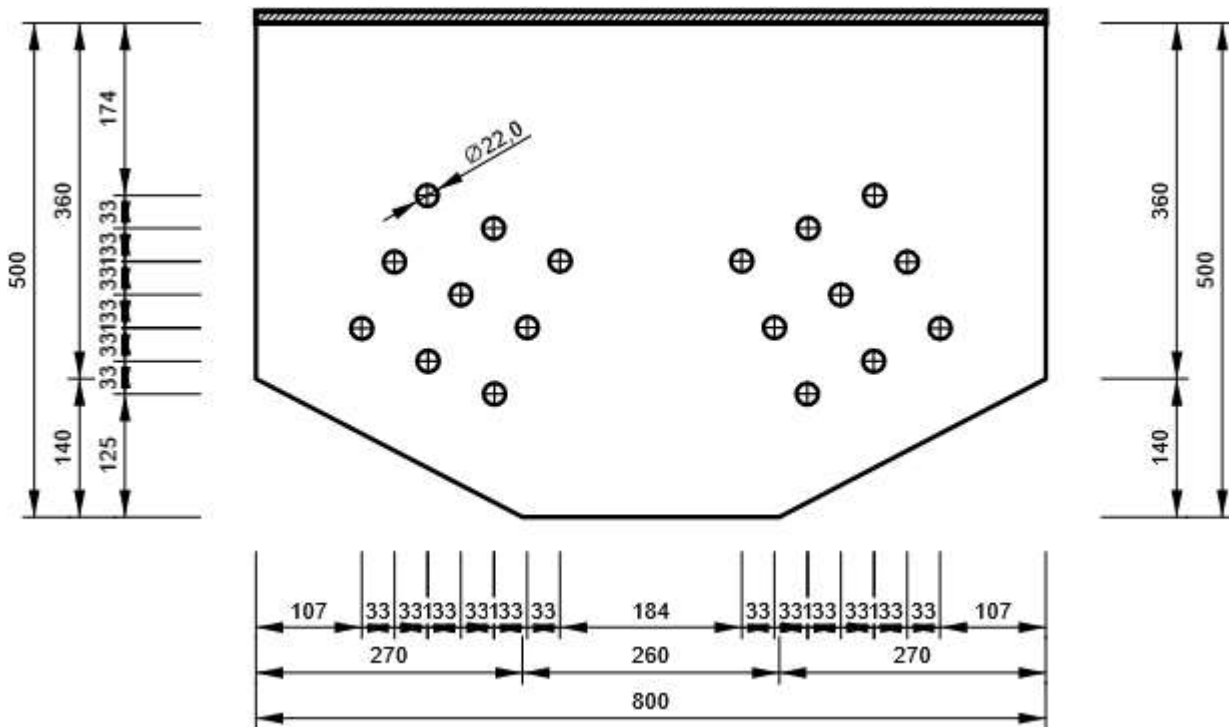


Auteur :

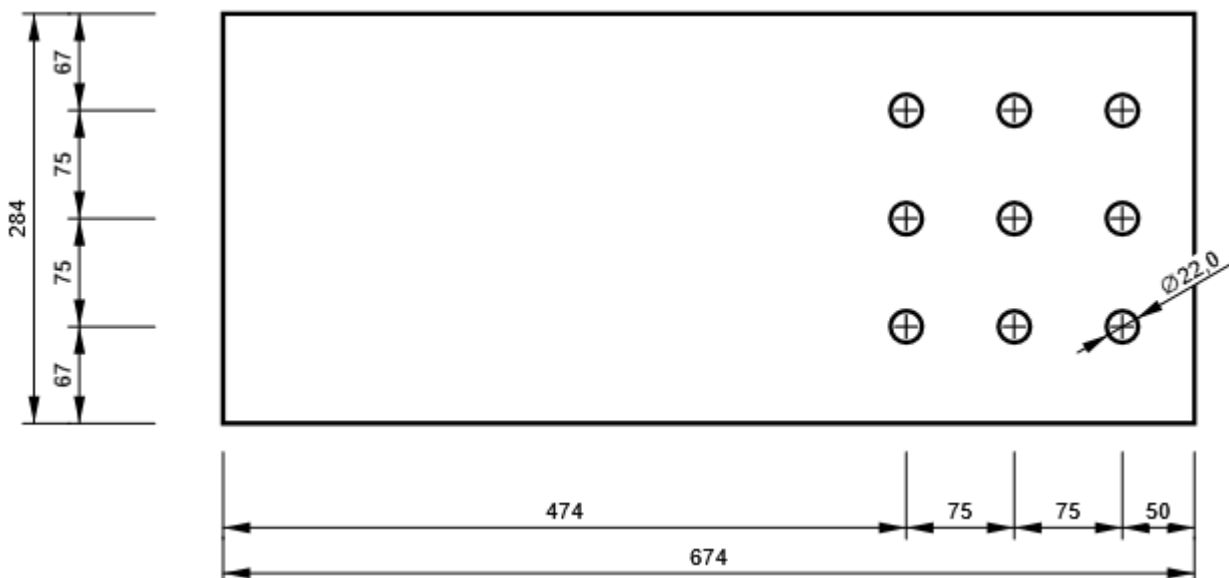
Dessin

SP 1

P10,0x500-800 (ACIER E28)



B2345, 2Uo(UNP300) - Ame 1:



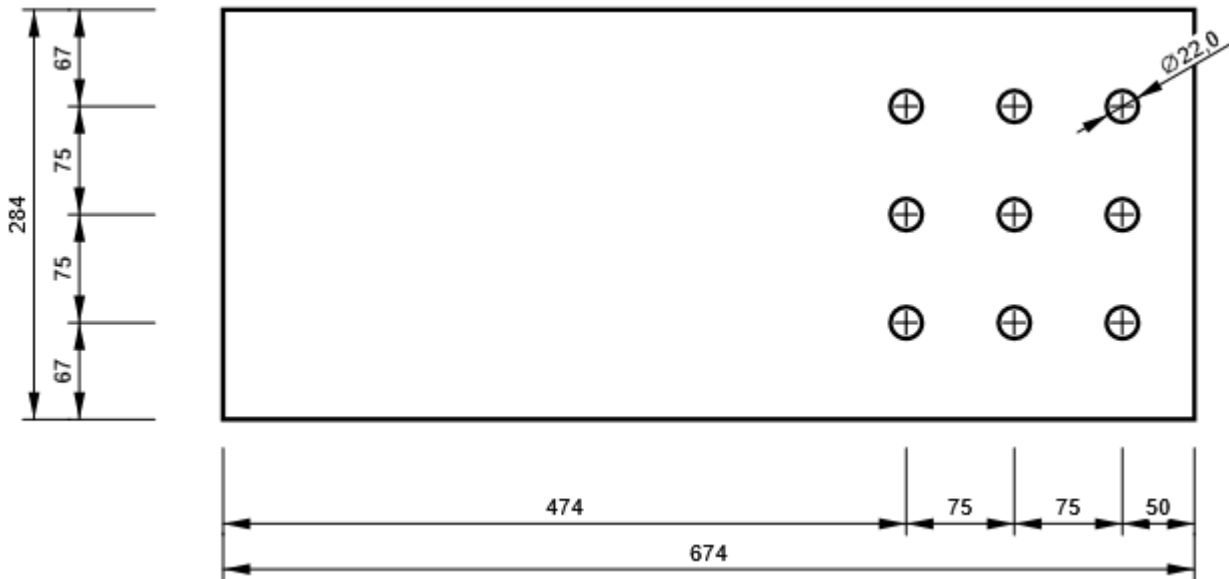
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :

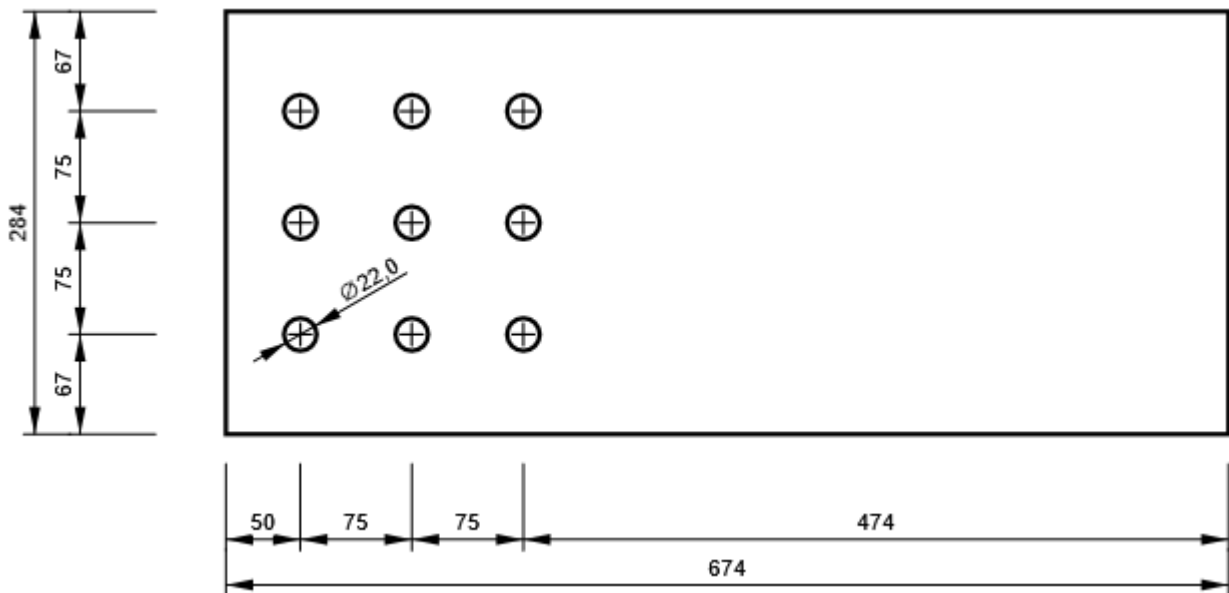


Auteur :

B2345, 2Uo(UNP300) - Ame 2:



B2346, 2Uo(UNP300) - Ame 1:



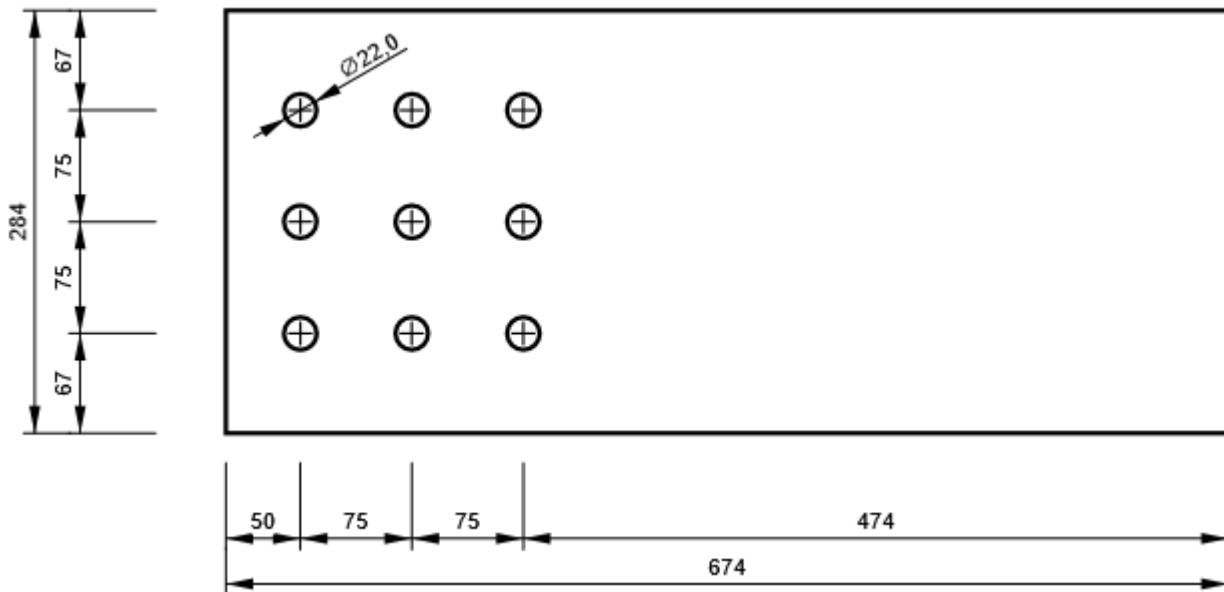
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-2323

Projet N° :



Auteur :

B2346, 2Uo(UNP300) - Ame 2:



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		
Contrôle pinces et entraxes	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	Both		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	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
Braced system	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

Auteur :



Données du projet

Nom de projet IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 22/06/2022
Norme EN

Matériau

Acier ACIER E28

Élément du projet CON-12

Conception

Nom CON-12
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

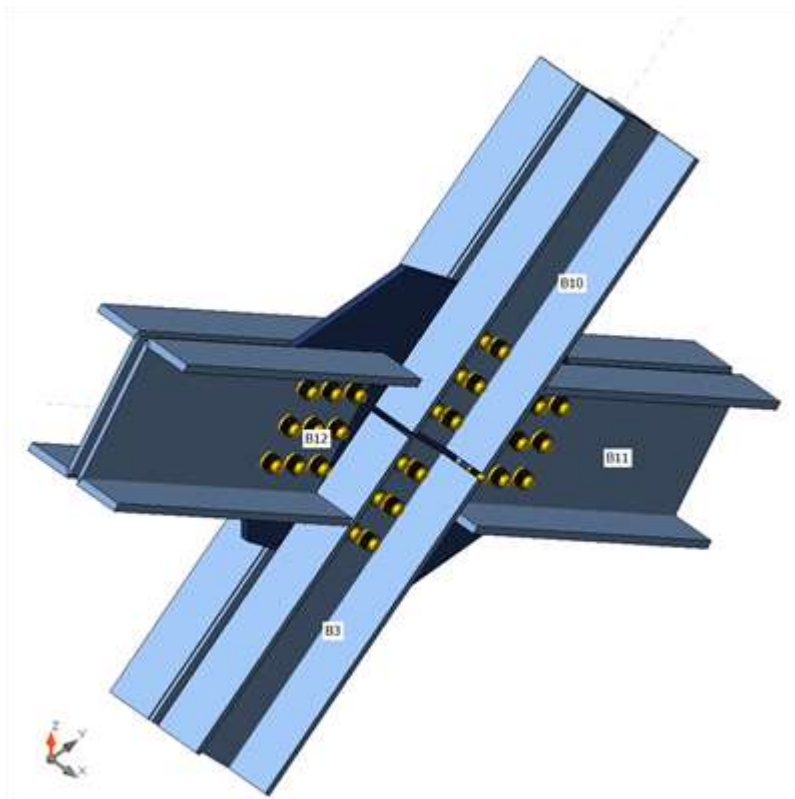
Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
B3	6 - 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300))	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
B10	6 - 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300))	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
B11	6 - 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300))	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
B12	6 - 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300))	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

Auteur :



Sections transversales

Nom	Matériau
6 - 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300))	ACIER E28

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]
ELU	B3	150,4	0,2	4,0	0,0	6,7	-0,4
	B10	-151,1	0,2	1,0	0,0	1,1	0,4
	B11	150,6	0,0	2,4	0,0	3,4	-0,1
	B12	-155,6	0,4	-3,0	0,0	4,4	0,1
G+Q+1.5EX	B3	-214,5	0,4	9,9	0,0	-6,0	-0,7
	B10	215,1	0,4	-6,5	0,0	12,4	0,7
	B11	539,9	0,3	9,2	0,0	14,8	-0,6
	B12	-544,4	0,4	3,8	0,0	-6,9	0,6
G+Q-1.5EX	B3	426,6	-0,1	-4,3	0,0	15,5	0,2
	B10	-428,2	0,0	7,9	0,0	-10,7	-0,2
	B11	-327,5	-0,2	-5,8	0,0	-10,0	0,5
	B12	324,9	0,2	-8,1	0,0	13,2	-0,5

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :



Auteur :

G+Q+1.5EY	B3	-590,4	0,1	-0,2	0,0	1,1	-0,4
	B10	578,6	0,5	6,6	0,0	-16,4	0,4
	B11	-1099,9	0,2	-8,1	0,0	-20,4	0,3
	B12	1098,7	0,0	1,7	0,0	-6,4	-0,3
G+Q-1.5EY	B3	802,5	0,2	5,8	0,0	8,4	-0,1
	B10	-791,7	-0,2	-5,2	0,0	18,0	0,1
	B11	1312,4	-0,2	11,5	0,0	25,2	-0,5
	B12	-1318,2	0,6	-6,0	0,0	12,6	0,5
0.8G+1.5EX	B3	-274,4	0,3	8,3	0,0	-8,7	-0,5
	B10	275,4	0,3	-7,0	0,0	12,0	0,5
	B11	480,3	0,2	8,2	0,0	13,5	-0,6
	B12	-482,7	0,2	5,0	0,0	-8,6	0,6
0.8G-1.5EX	B3	366,7	-0,2	-5,9	0,0	12,8	0,3
	B10	-368,0	-0,1	7,4	0,0	-11,1	-0,3
	B11	-387,1	-0,2	-6,7	0,0	-11,3	0,5
	B12	386,6	0,0	-6,9	0,0	11,4	-0,5
0.8G+1.5EY	B3	-650,3	0,0	-1,8	0,0	-1,6	-0,2
	B10	638,9	0,4	6,1	0,0	-16,8	0,2
	B11	-1159,5	0,2	-9,0	0,0	-21,7	0,4
	B12	1160,4	-0,1	2,9	0,0	-8,1	-0,4
0.8G-1.5EY	B3	742,6	0,1	4,2	0,0	5,7	0,0
	B10	-731,4	-0,3	-5,7	0,0	17,7	0,0
	B11	1252,8	-0,2	10,6	0,0	23,9	-0,5
	B12	-1256,5	0,4	-4,8	0,0	10,9	0,5

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,9 < 5,0%	OK
Boulons	98,2 < 100%	OK
Voilement	4,82	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
B3-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	57,4	0,0	0,0	OK
B3-tfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	92,4	0,0	0,0	OK
B3-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	32,8	OK
B3-bfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	93,7	0,0	0,0	OK
B3-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	57,8	0,0	0,0	OK
B3-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	34,6	OK
B10-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	93,3	0,0	0,0	OK
B10-tfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	58,0	0,0	0,0	OK
B10-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	35,8	OK
B10-bfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	57,3	0,0	0,0	OK
B10-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	93,3	0,0	0,0	OK
B10-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	275,2	0,1	36,1	OK

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :



Auteur :

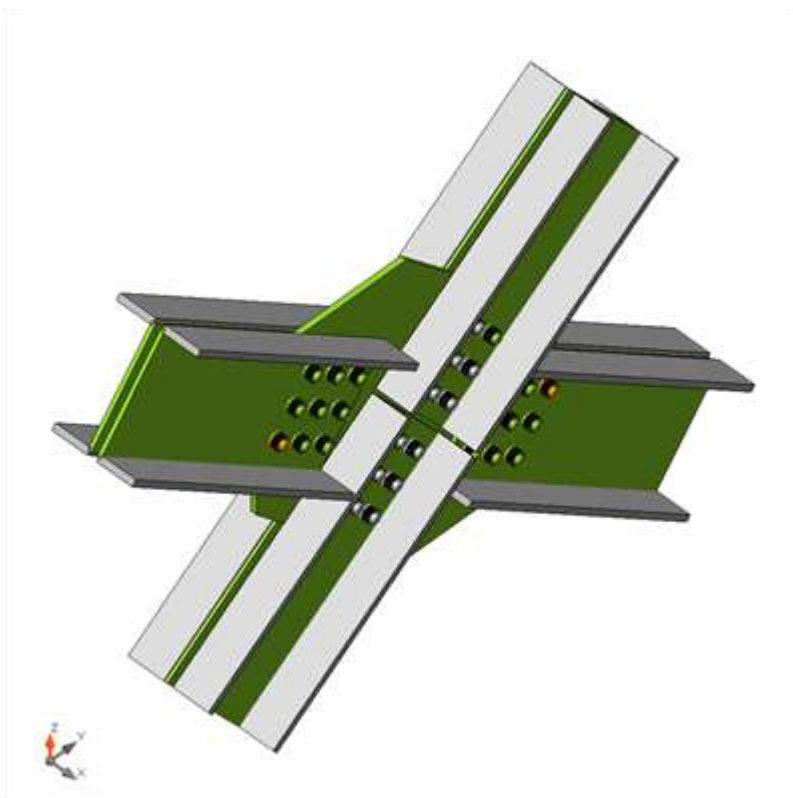
B11-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	104,4	0,0	0,0	OK
B11-tfl 1	16,0	0.8G+1.5EY	151,2	0,0	0,0	OK
B11-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	276,2	0,6	51,7	OK
B11-bfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	146,8	0,0	0,0	OK
B11-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	103,5	0,0	0,0	OK
B11-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	276,2	0,5	49,3	OK
B12-bfl 1	16,0	G+Q-1.5EY	135,7	0,0	0,0	OK
B12-tfl 1	16,0	0.8G+1.5EY	115,5	0,0	0,0	OK
B12-w 1	10,0	G+Q-1.5EY	276,1	0,5	48,3	OK
B12-bfl 2	16,0	0.8G+1.5EY	114,0	0,0	0,0	OK
B12-tfl 2	16,0	G+Q-1.5EY	136,1	0,0	0,0	OK
B12-w 2	10,0	G+Q-1.5EY	276,0	0,5	48,0	OK
SP 1	15,0	G+Q-1.5EY	279,0	1,9	51,7	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
ACIER E28	275,0	5,0

Explication des symboles

- ϵ_{pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contact stress
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite

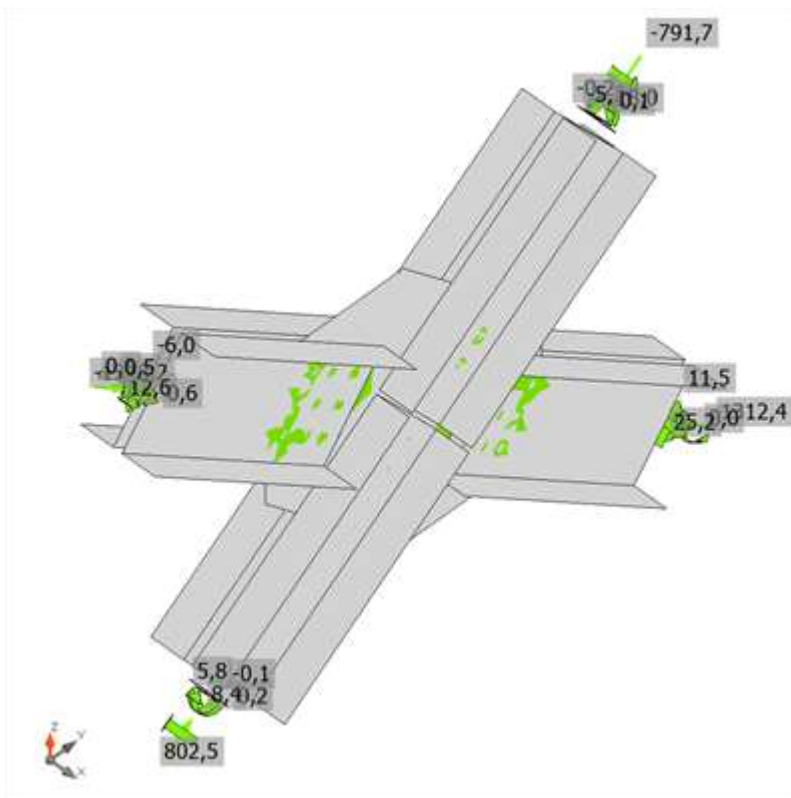


Vérification globale, G+Q-1.5EY

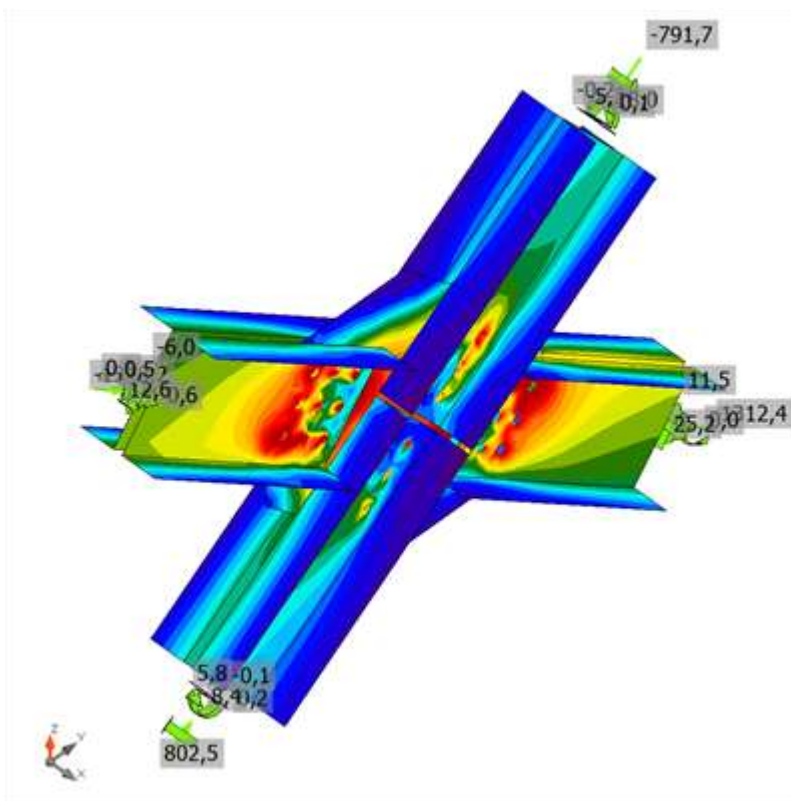
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

Auteur :

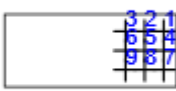
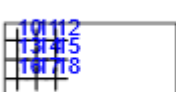
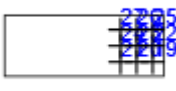
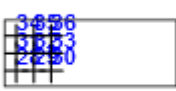


Vérification de déformation, G+Q-1.5EY



Contrainte équivalente, G+Q-1.5EY

Boulons

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Contrôle pinces et entraxes	Résultat
	B1	G+Q-1.5EY	5,0	38,3	2,8	243,0	39,1	41,1	OK	OK
	B2	G+Q-1.5EY	6,2	35,4	3,5	215,4	36,1	38,6	OK	OK
	B3	G+Q-1.5EY	17,2	36,8	9,7	215,4	37,6	44,5	OK	OK
	B4	G+Q-1.5EY	5,9	44,0	3,3	243,0	44,9	47,2	OK	OK
	B5	G+Q-1.5EY	4,4	42,2	2,5	215,4	43,0	44,8	OK	OK
	B6	G+Q-1.5EY	11,4	45,4	6,5	215,4	46,3	50,9	OK	OK
	B7	G+Q-1.5EY	7,9	52,9	4,5	243,0	54,0	57,2	OK	OK
	B8	G+Q-1.5EY	10,9	52,9	6,2	215,4	54,0	58,4	OK	OK
	B9	G+Q-1.5EY	27,4	57,2	15,6	243,0	58,4	69,5	OK	OK
	B10	G+Q-1.5EY	7,7	53,0	4,4	243,0	54,1	57,2	OK	OK
	B11	G+Q-1.5EY	10,9	52,6	6,2	215,4	53,7	58,1	OK	OK
	B12	G+Q-1.5EY	27,1	56,5	15,3	243,0	57,7	68,6	OK	OK
	B13	G+Q-1.5EY	5,9	44,4	3,4	243,0	45,3	47,7	OK	OK
	B14	G+Q-1.5EY	4,4	42,4	2,5	215,4	43,3	45,1	OK	OK
	B15	G+Q-1.5EY	11,5	45,4	6,5	215,4	46,3	51,0	OK	OK
	B16	G+Q-1.5EY	5,1	38,9	2,9	243,0	39,7	41,7	OK	OK
	B17	G+Q-1.5EY	6,5	36,2	3,7	215,4	36,9	39,6	OK	OK
	B18	G+Q-1.5EY	17,7	37,5	10,0	215,4	38,3	45,5	OK	OK
	B19	0.8G+1.5EY	32,5	57,7	18,4	215,4	58,9	72,0	OK	OK
	B20	G+Q-1.5EY	11,9	62,9	6,7	215,4	64,2	69,0	OK	OK
	B21	G+Q-1.5EY	31,5	64,7	17,9	215,4	66,1	78,8	OK	OK
	B22	G+Q-1.5EY	10,0	75,5	5,7	243,0	77,0	81,1	OK	OK
	B23	G+Q-1.5EY	8,1	72,3	4,6	215,4	73,8	77,1	OK	OK
	B24	G+Q-1.5EY	19,5	74,1	11,1	215,4	75,6	83,5	OK	OK
	B25	0.8G+1.5EY	43,5	78,4	24,7	215,4	79,9	97,6	OK	OK
	B26	G+Q-1.5EY	18,7	84,6	10,6	215,4	86,4	94,0	OK	OK
	B27	G+Q-1.5EY	40,3	80,2	22,9	215,4	81,9	98,2	OK	OK
	B28	0.8G+1.5EY	40,0	70,7	22,7	215,4	72,2	88,3	OK	OK
	B29	G+Q-1.5EY	16,8	78,7	9,5	215,4	80,3	87,1	OK	OK
	B30	G+Q-1.5EY	40,4	79,0	22,9	215,4	80,6	96,9	OK	OK
	B31	G+Q-1.5EY	9,9	73,2	5,6	243,0	74,7	78,7	OK	OK
	B32	G+Q-1.5EY	8,0	71,1	4,5	215,4	72,6	75,8	OK	OK
	B33	G+Q-1.5EY	19,1	72,3	10,9	215,4	73,8	81,5	OK	OK
	B34	0.8G+1.5EY	35,8	62,7	20,3	215,4	64,0	78,4	OK	OK
	B35	G+Q-1.5EY	13,4	68,2	7,6	215,4	69,6	75,0	OK	OK
	B36	G+Q-1.5EY	34,6	69,2	19,6	215,4	70,6	84,6	OK	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	204,7	98,0

Explication des symboles

- F_{t,Rd} Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- F_{t,Ed} Effort de tension
- 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

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :



Auteur :

Ut Utilisation en tension

Us Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B27

Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_t = 40,3 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0,90$ – Coefficient
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_t = 245 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 204,7 \text{ kN} \geq F_t = 40,3 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 34 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.
- $t_p = 10 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $f_u = 405,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 98,0 \text{ kN} \geq V = 80,2 \text{ kN}$$

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
- $A = 245 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_t}{\gamma_{M2}} = 215,4 \text{ kN} \geq V = 160,4 \text{ kN}$$

où :

- $k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5) = 2,50$ – Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- $\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0,89$ – Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer
- $e_2 = 48 \text{ mm}$ – Distance to the plate edge perpendicular to the shear force
- $p_2 = 75 \text{ mm}$ – Distance between bolts perpendicular to the shear force
- $d_0 = 22 \text{ mm}$ – Bolt hole diameter
- $e_1 = \infty \text{ mm}$ – Distance to the plate edge in the direction of the shear force

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :



Auteur :

$$p_1 = 75 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 405,0 \text{ MPa}$$

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

- Distance between bolts in the direction of the shear force
- Résistance à la traction ultime du boulon
- Effort ultime
- Diamètre nominal de fixation
- Thickness of the plate
- Facteur de sécurité

Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1,4F_{s,Rd}} = 98,2 \%$$

Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_p R_d)} = 22,9 \%$$

Utilisation en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{s,Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 81,9 \%$$

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
ELU	1	40,10
	2	51,16
	3	71,00
	4	80,40
	5	82,70
	6	87,36
G+Q+1.5EX	1	12,81
	2	16,48
	3	23,94
	4	24,60
	5	27,48
	6	27,64
G+Q-1.5EX	1	32,67
	2	34,25
	3	34,94
	4	35,16
	5	36,29
	6	37,03
G+Q+1.5EY	1	80,77
	2	85,67
	3	87,92
	4	93,39
	5	115,15
	6	119,14
G+Q-1.5EY	1	4,82
	2	6,56
	3	9,49

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

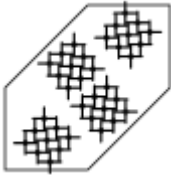


Auteur :

	4	10,02
	5	10,46
	6	11,33
0.8G+1.5EX	1	14,72
	2	18,69
	3	26,98
	4	27,54
	5	30,93
	6	31,10
0.8G-1.5EX	1	38,83
	2	39,97
	3	40,57
	4	41,40
	5	42,15
	6	43,08
0.8G+1.5EY	1	76,54
	2	80,89
	3	83,38
	4	88,12
	5	109,36
	6	112,99
0.8G-1.5EY	1	5,06
	2	6,90
	3	9,98
	4	10,54
	5	10,97
	6	11,89

Nomenclature

Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
SP 1	P15,0x800,0-800,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	36
GUSS 1							
GUSS 2							
GUSS 3							
GUSS 4							

Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M20 10.9	35	36

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

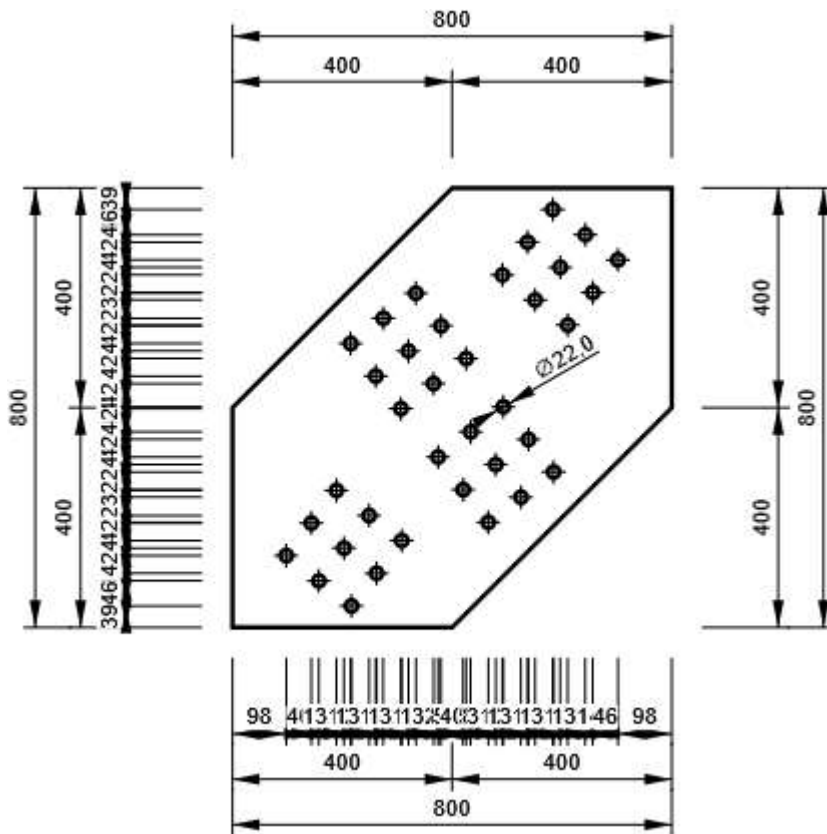
Auteur :



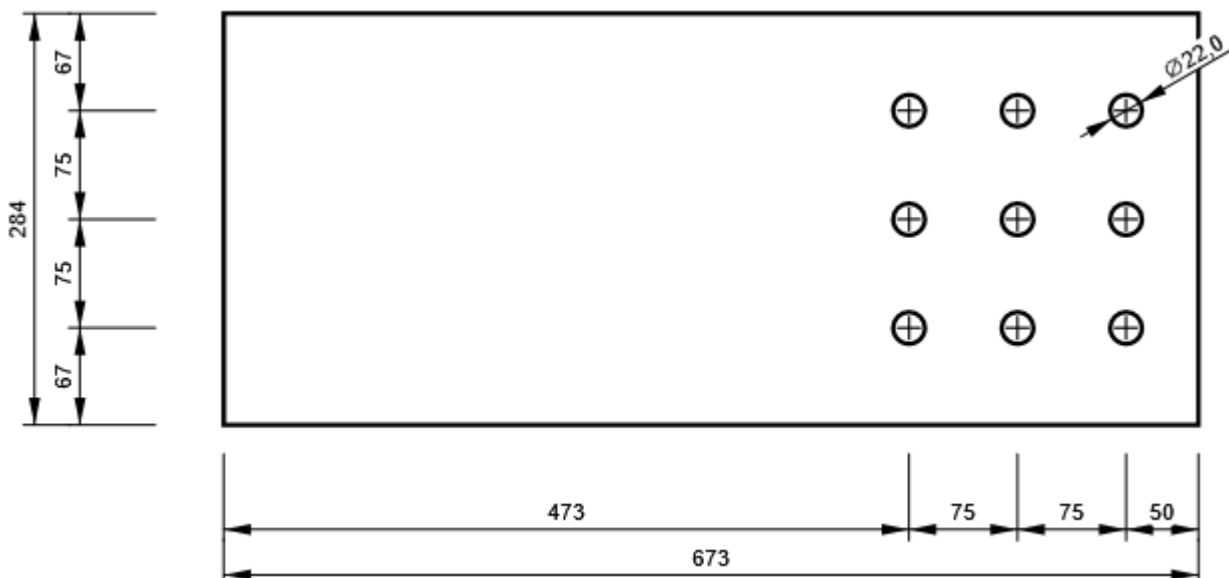
Dessin

SP 1

P15,0x800-800 (ACIER E28)



B3, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 1:



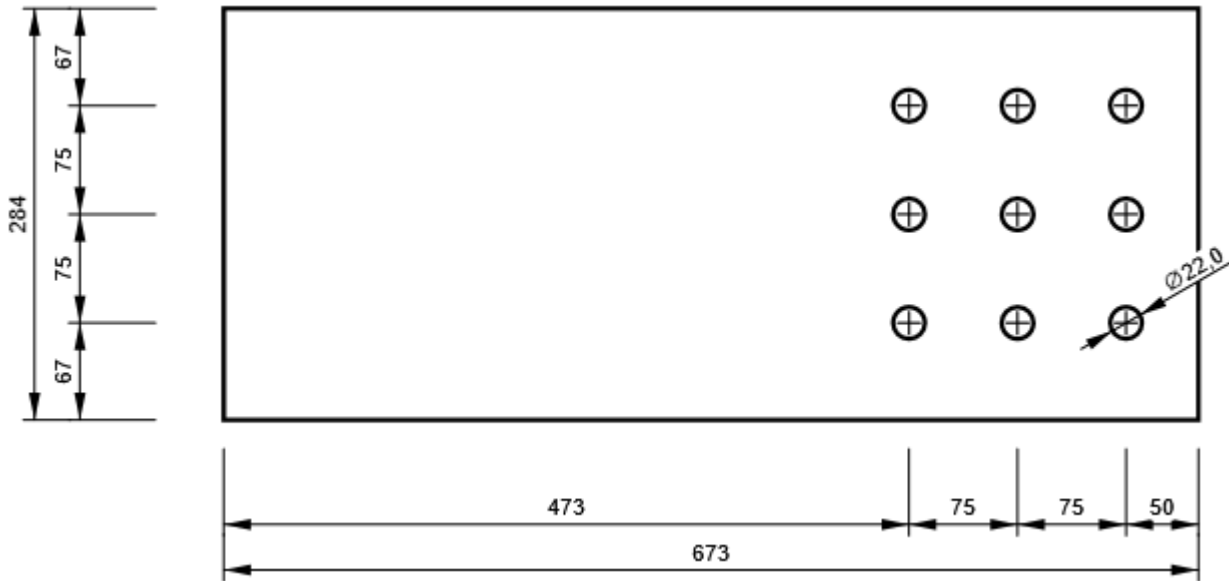
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

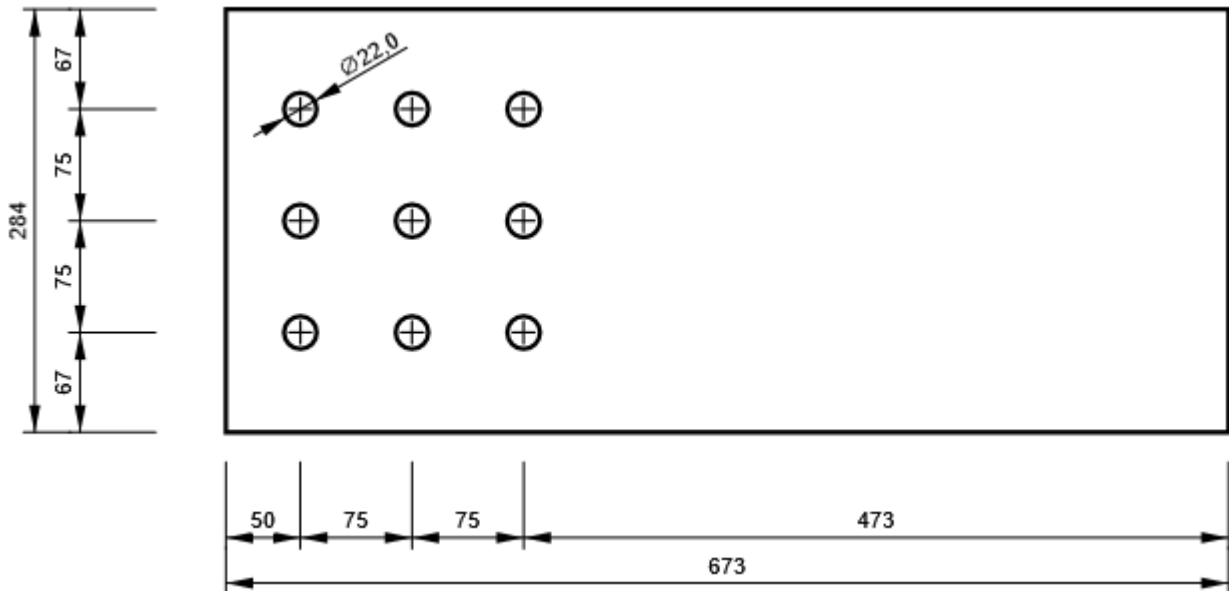


Auteur :

B3, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 2:



B10, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 1:



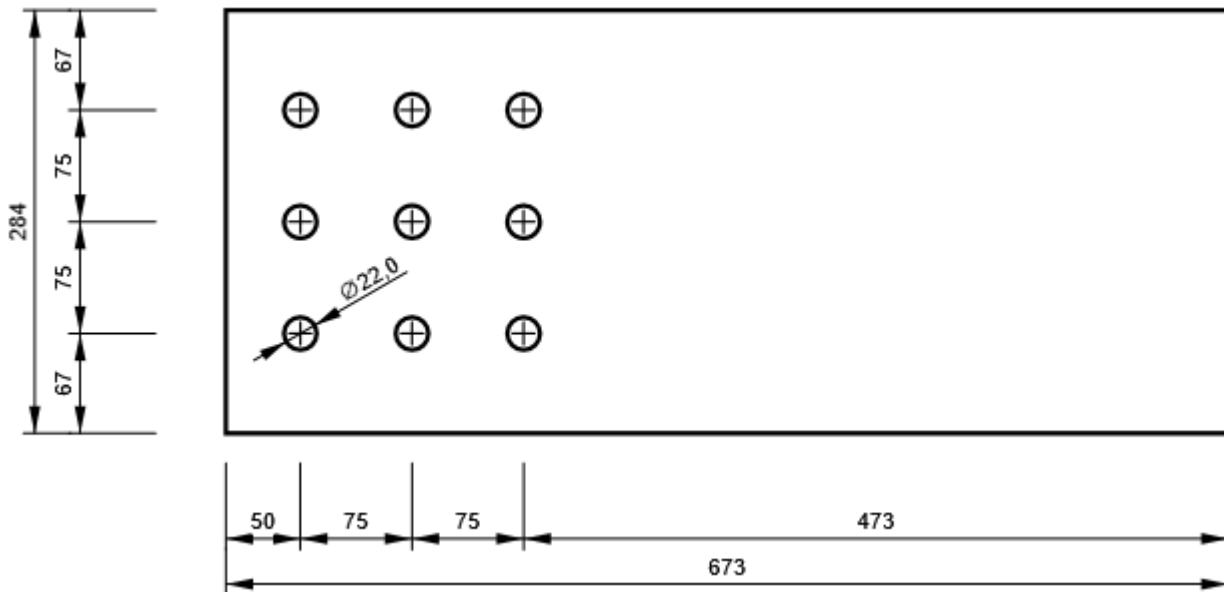
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

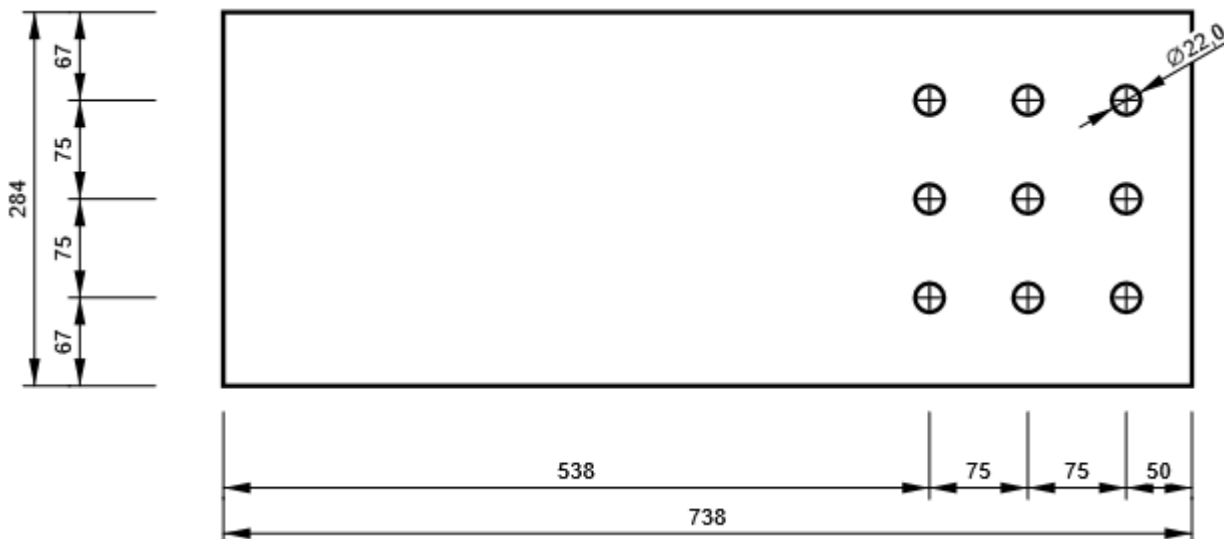


Auteur :

B10, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 2:



B11, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 1:



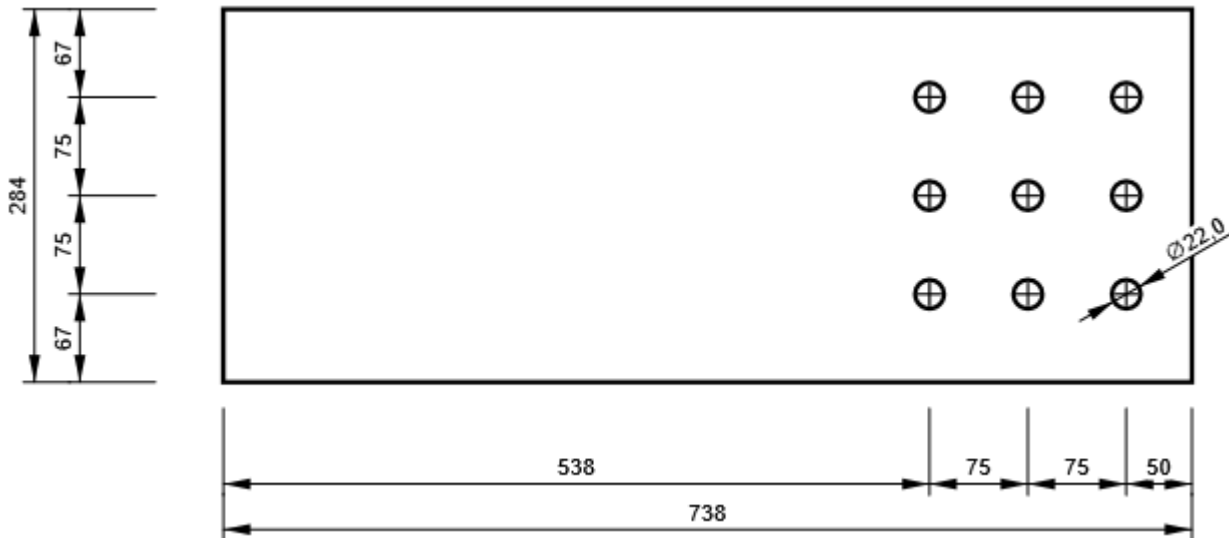
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :

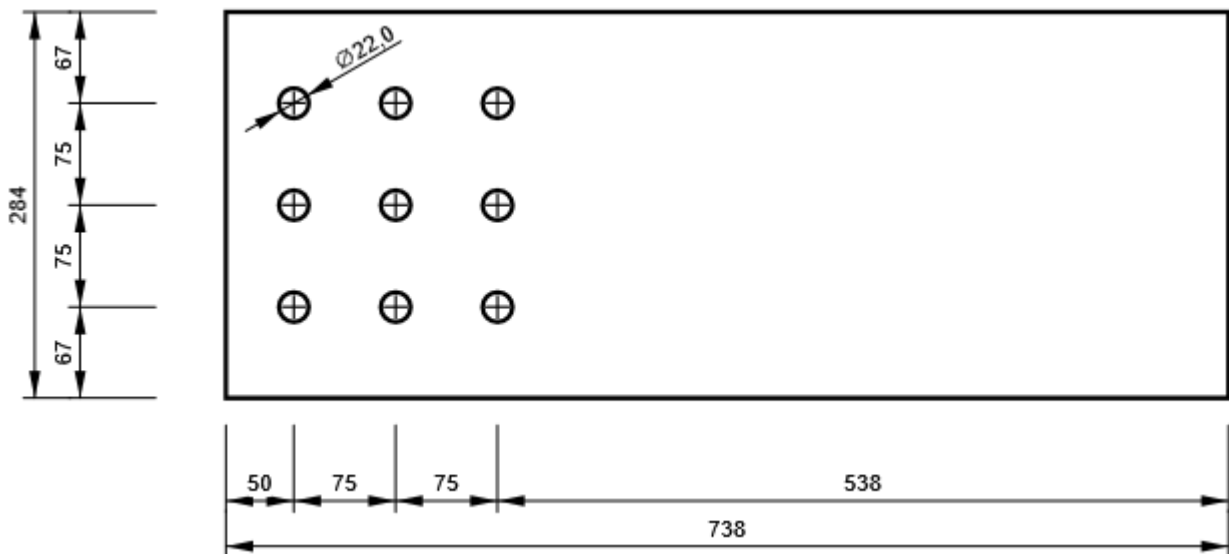


Auteur :

B11, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 2:



B12, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 1:



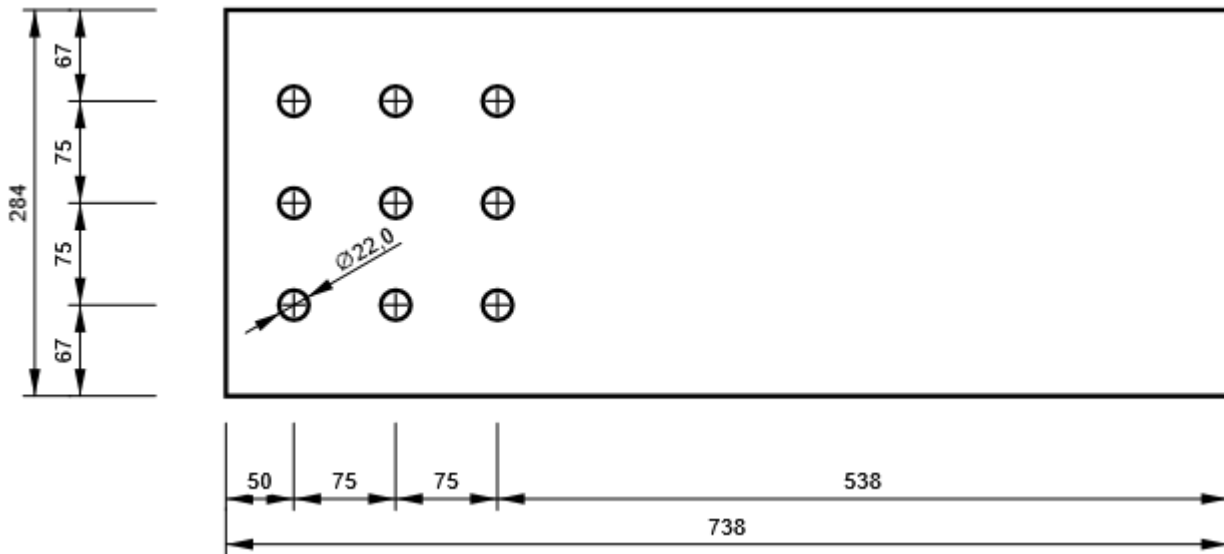
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-12

Projet N° :



Auteur :

B12, 2Uo(UNP300) 15(2Uo(UNP300)) - Ame 2:



Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
Y _{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y _C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y _{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		
Contrôle pinces et entraxes	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	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser ab 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
Braced system	Oui		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :

Auteur :



Données du projet

Nom de projet IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 23/06/2022
Norme EN

Matériau

Acier ACIER E28
Béton C25/30

Élément du projet CON-5

Conception

Nom CON-5
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

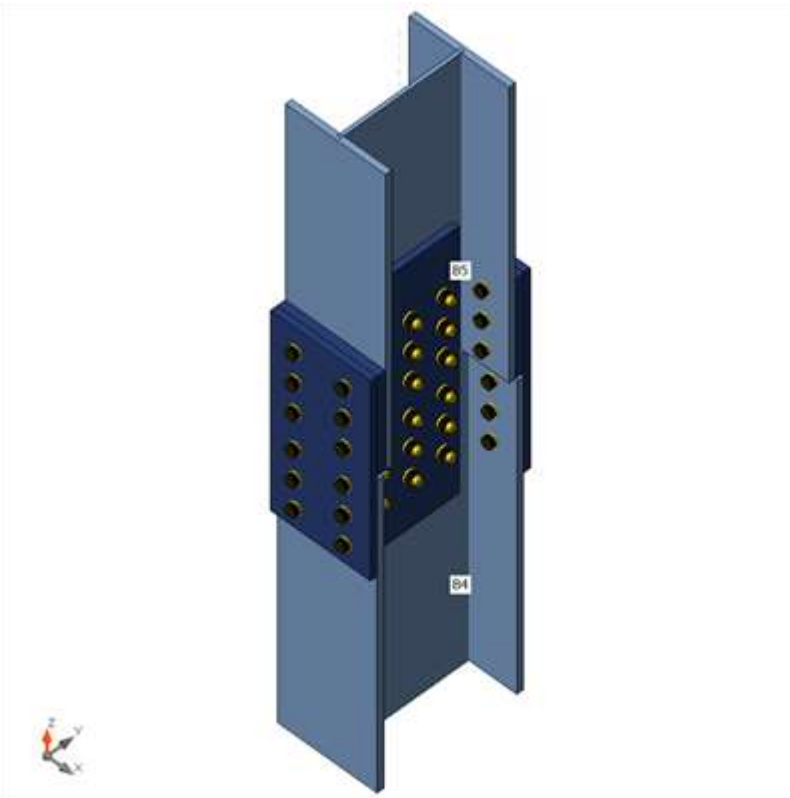
Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β - Direction [°]	γ - Angle [°]	α - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
B4	10 - HEA450	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
B5	9 - HEA400	0,0	0,0	0,0	10	0	0	Position

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :

Auteur :



Sections transversales

Nom	Matériau
10 - HEA450	ACIER E28
9 - HEA400	ACIER E28

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]
ELU	B4	322,1	-0,3	-6,6	0,0	-10,9	0,4
	B5	-145,1	0,1	4,8	0,0	-8,3	0,4
G+Q+1.5EX	B4	125,9	-0,5	-2,1	0,0	-2,8	-0,9
	B5	-153,8	-0,7	1,7	0,0	-8,0	0,7
G+Q-1.5EX	B4	332,6	0,1	-7,3	0,0	-12,7	1,5
	B5	-52,6	0,8	5,0	0,0	-3,7	-0,1
G+Q+1.5EY	B4	393,5	-0,3	-2,5	0,0	-2,6	0,6
	B5	-44,3	0,3	1,6	0,0	-1,5	0,4
G+Q-1.5EY	B4	65,0	-0,2	-6,9	0,0	-12,9	0,0
	B5	-162,1	-0,1	5,1	0,0	-10,2	0,2
0.8G+1.5EX	B4	12,9	-0,4	0,2	0,0	1,0	-1,0
	B5	-102,5	-0,7	-0,1	0,0	-4,9	0,5

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :



Auteur :

0.8G-1.5EX	B4	219,6	0,2	-4,9	0,0	-8,8	1,3
	B5	-1,4	0,8	3,2	0,0	-0,6	-0,3
0.8G+1.5EY	B4	280,5	-0,2	-0,1	0,0	1,2	0,5
	B5	7,0	0,2	-0,2	0,0	1,6	0,2
0.8G-1.5EY	B4	-48,0	-0,1	-4,6	0,0	-9,1	-0,2
	B5	-110,9	-0,1	3,3	0,0	-7,1	0,0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Boulons	9,9 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
B4-bfl 1	21,0	G+Q+1.5EX	8,8	0,0	0,2	OK
B4-tfl 1	21,0	G+Q-1.5EY	21,6	0,0	0,5	OK
B4-w 1	11,5	G+Q-1.5EY	54,6	0,0	0,5	OK
B5-bfl 1	19,0	G+Q+1.5EX	10,5	0,0	0,4	OK
B5-tfl 1	19,0	G+Q-1.5EY	24,4	0,0	1,1	OK
B5-w 1	11,0	G+Q-1.5EY	53,4	0,0	1,1	OK
SP 1	25,0	G+Q+1.5EX	3,9	0,0	0,9	OK
SP 2	25,0	G+Q-1.5EY	9,8	0,0	1,1	OK
SP 3	20,0	G+Q+1.5EX	10,6	0,0	0,9	OK
SP 4	20,0	G+Q-1.5EY	21,5	0,0	1,0	OK
SP 5	20,0	G+Q-1.5EY	17,4	0,0	0,4	OK
SP 6	20,0	G+Q-1.5EY	17,4	0,0	0,4	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
ACIER E28	275,0	5,0

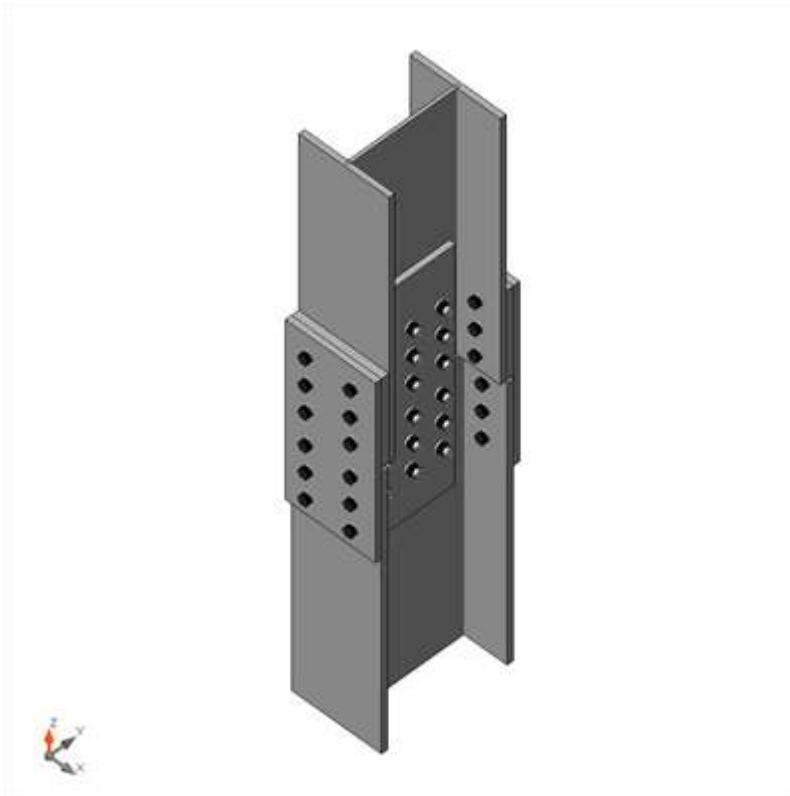
Explication des symboles

- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contact stress
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite

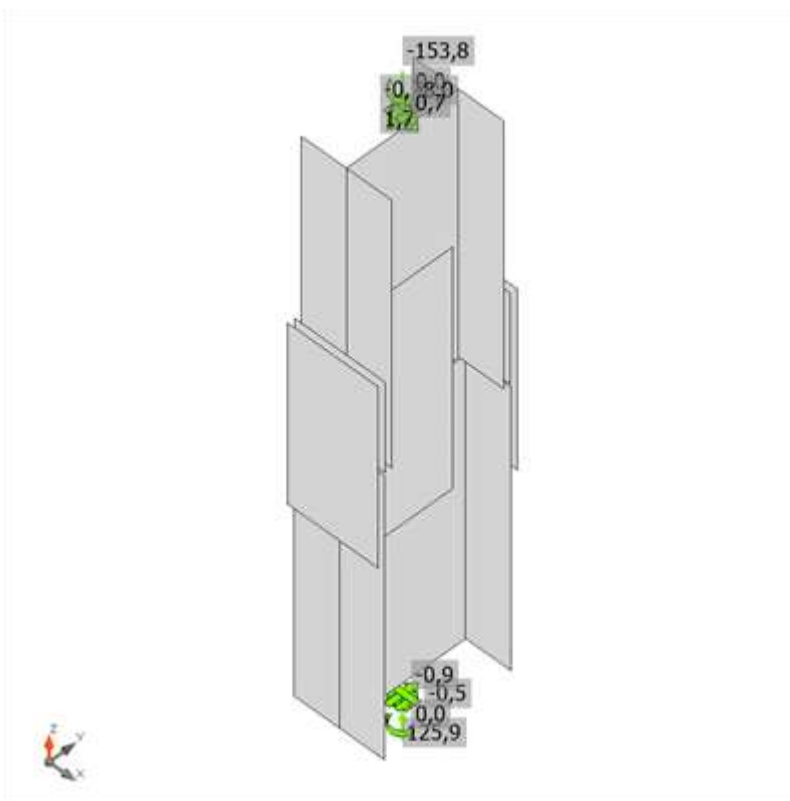
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :

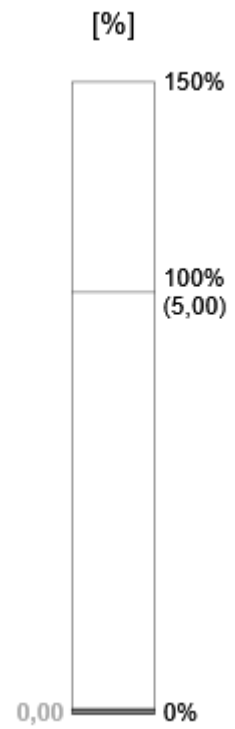
Auteur :

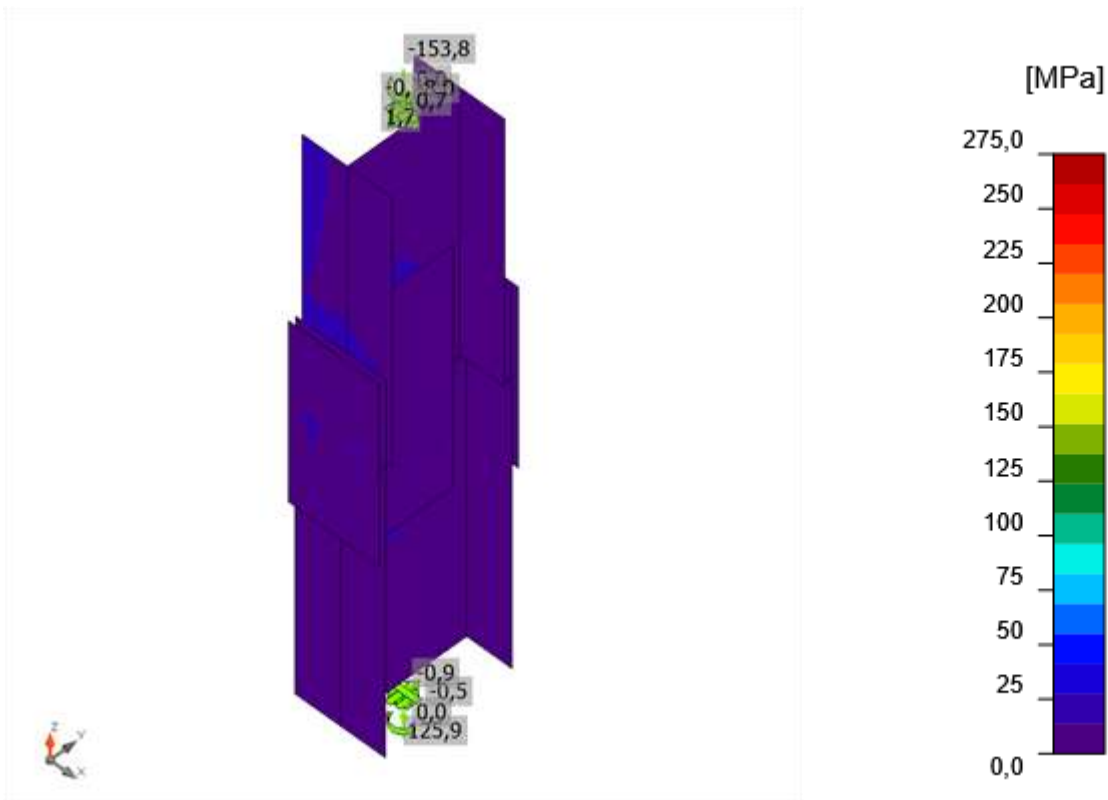


Vérification globale, G+Q+1.5EX



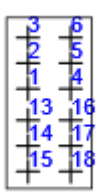
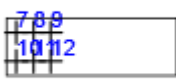
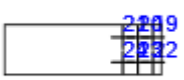
Vérification de déformation, G+Q+1.5EX





Contrainte équivalente, G+Q+1.5EX

Boulons

	Nom	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Résultat
	B1	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	1,9	8,6	1,1	307,8	8,8	9,6	OK
	B2	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,5	8,5	0,3	307,8	8,6	8,8	OK
	B3	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,2	8,9	0,1	307,8	9,0	9,1	OK
	B4	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	1,9	8,4	1,1	307,8	8,6	9,4	OK
	B5	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,5	8,3	0,3	307,8	8,4	8,6	OK
	B6	M20 10.9 - 1	G+Q-1.5EY	0,2	8,7	0,1	307,8	8,9	8,9	OK
	B13	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	3,4	8,3	2,0	324,0	8,5	9,9	OK
	B14	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	8,4	0,1	324,0	8,6	8,7	OK
	B15	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,1	8,7	0,1	324,0	8,9	9,0	OK
	B16	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	3,5	8,2	2,0	324,0	8,3	9,7	OK
	B7	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,7	3,7	0,4	324,0	3,8	4,1	OK
	B8	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,3	3,5	0,2	307,8	3,6	3,7	OK
	B9	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,0	3,7	0,0	307,8	3,8	3,8	OK
	B10	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,8	2,9	0,4	324,0	3,0	3,3	OK
	B11	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,3	2,8	0,1	307,8	2,8	2,9	OK
	B12	M20 10.9 - 1	G+Q+1.5EX	0,0	2,9	0,0	307,8	2,9	2,9	OK
	B19	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	1,0	3,6	0,5	324,0	3,7	4,0	OK
	B20	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	3,5	0,1	324,0	3,5	3,6	OK
	B21	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,0	3,5	0,0	324,0	3,6	3,6	OK
	B22	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,9	2,9	0,5	324,0	2,9	3,3	OK
	B23	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	2,8	0,1	324,0	2,9	2,9	OK
	B24	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,0	2,9	0,0	324,0	2,9	2,9	OK
	B25	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,6	4,1	0,3	186,3	4,3	4,4	OK

	B26	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	4,1	0,1	186,3	4,3	4,2	OK
	B27	M20 10.9 - 2	G+Q+1.5EX	0,2	4,3	0,1	186,3	4,6	4,5	OK
	B28	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,6	5,1	0,3	186,3	5,5	5,5	OK
	B29	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	5,0	0,1	186,3	5,4	5,2	OK
	B30	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,3	5,4	0,1	186,3	5,8	5,6	OK
	B31	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,7	6,9	0,4	186,3	7,4	7,3	OK
	B32	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,3	6,7	0,2	186,3	7,2	6,9	OK
	B33	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,4	7,0	0,2	186,3	7,5	7,3	OK
	B34	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,5	4,2	0,3	178,2	4,7	4,5	OK
	B35	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	4,2	0,1	178,2	4,7	4,4	OK
	B36	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	4,5	0,1	178,2	5,0	4,7	OK
	B37	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,6	5,0	0,4	178,2	5,6	5,4	OK
	B38	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,2	5,0	0,1	178,2	5,6	5,2	OK
	B39	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,3	5,4	0,2	178,2	6,0	5,6	OK
	B40	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,7	6,4	0,4	178,2	7,2	6,8	OK
	B41	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,3	6,3	0,2	178,2	7,1	6,6	OK
	B42	M20 10.9 - 2	G+Q-1.5EY	0,4	6,7	0,2	178,2	7,5	6,9	OK

423936
419835
408734
392825
372926
353027

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	388,9	98,0
M20 10.9 - 2	176,4	409,4	98,0

Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de tension
- $B_{p,Rd}$ 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 Utilisation en tension
- U_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B13

Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_t = 3,4 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0,90$ – Coefficient
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_t = 245 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 409,4 \text{ kN} \geq F_t = 3,4 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 34 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :



Auteur :

- $t_p = 20 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $f_u = 405,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_v \alpha_v f_{vb} A}{\gamma_{M2}} = 98,0 \text{ kN} \geq V = 8,3 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1,00$ – Facteur de réduction
- $\alpha_v = 0,50$ – Facteur de réduction
- $f_{vb} = 1000,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 245 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Vérification de la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 324,0 \text{ kN} \geq V = 8,3 \text{ kN}$$

où :

- $k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5) = 2,50$ – Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- $\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{vb}}{f_u}, 1) = 1,00$ – Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer
- $e_2 = 75 \text{ mm}$ – Distance to the plate edge perpendicular to the shear force
- $p_2 = 150 \text{ mm}$ – Distance between bolts perpendicular to the shear force
- $d_0 = 22 \text{ mm}$ – Bolt hole diameter
- $e_1 = 360 \text{ mm}$ – Distance to the plate edge in the direction of the shear force
- $p_1 = 110 \text{ mm}$ – Distance between bolts in the direction of the shear force
- $f_{vb} = 1000,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $f_u = 405,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $d = 20 \text{ mm}$ – Diamètre nominal de fixation
- $t = 20 \text{ mm}$ – Thickness of the plate
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1,4F_{v,Rd}} = 9,9 \%$$

Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 2,0 \%$$

Utilisation en cisaillement

$$U_{tv} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 8,5 \%$$

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :



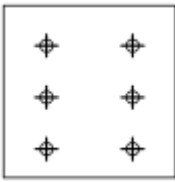
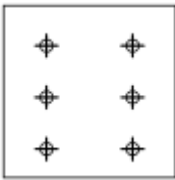
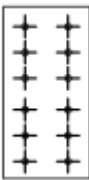
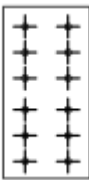
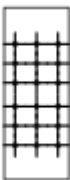
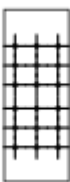
Auteur :

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Nomenclature

Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
SP 1	P25,0x300,0-300,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	6
SP 2	P25,0x300,0-300,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	6
SP 3	P20,0x300,0-600,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	12
SP 4	P20,0x300,0-600,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	12
SP 5	P20,0x300,0-800,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	18
SP 6	P20,0x300,0-800,0 (ACIER E28)		1			M20 10.9	18

Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M20 10.9	64	12
M20 10.9	41	12
M20 10.9	52	18

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :

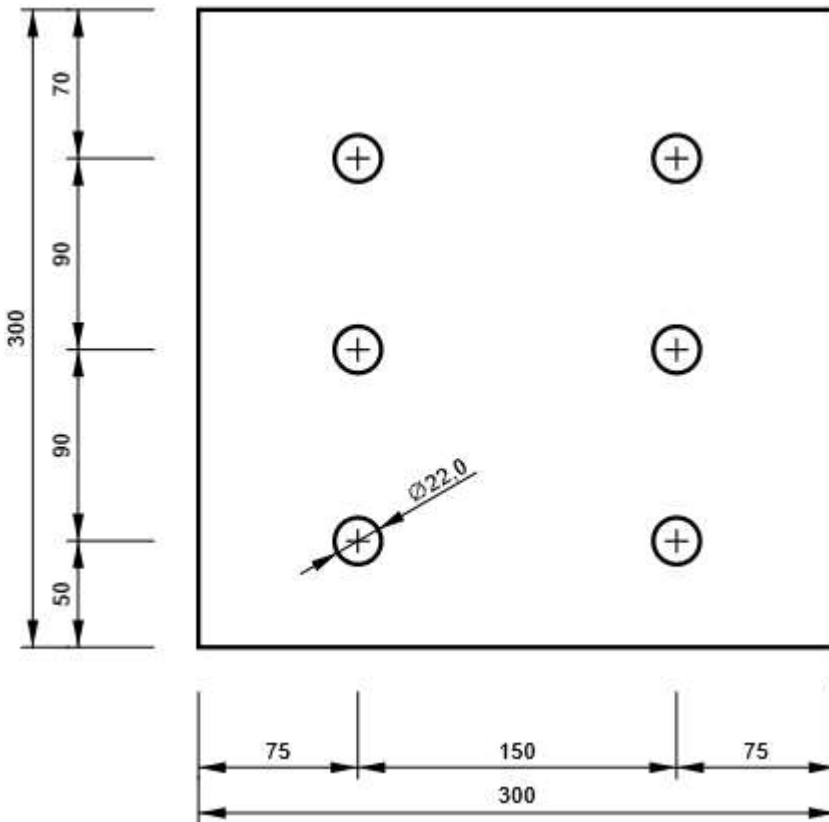
Auteur :



Dessin

SP 1

P25,0x300-300 (ACIER E28)



Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

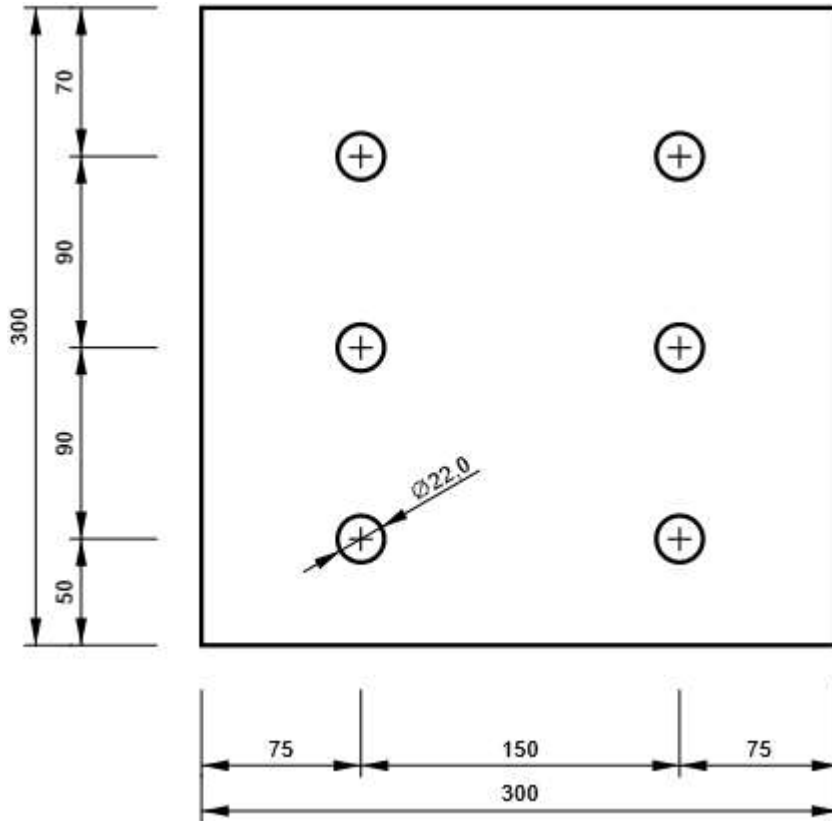
Projet N° :

Auteur :



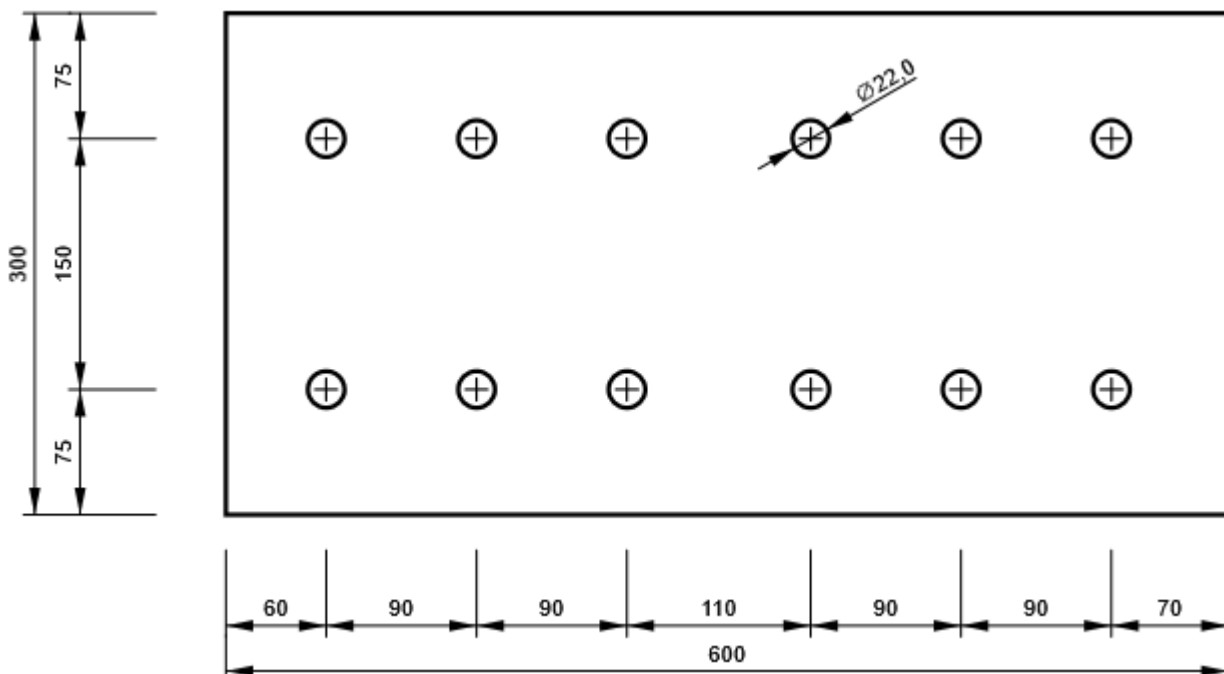
SP 2

P25,0x300-300 (ACIER E28)



SP 3

P20,0x600-300 (ACIER E28)



Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

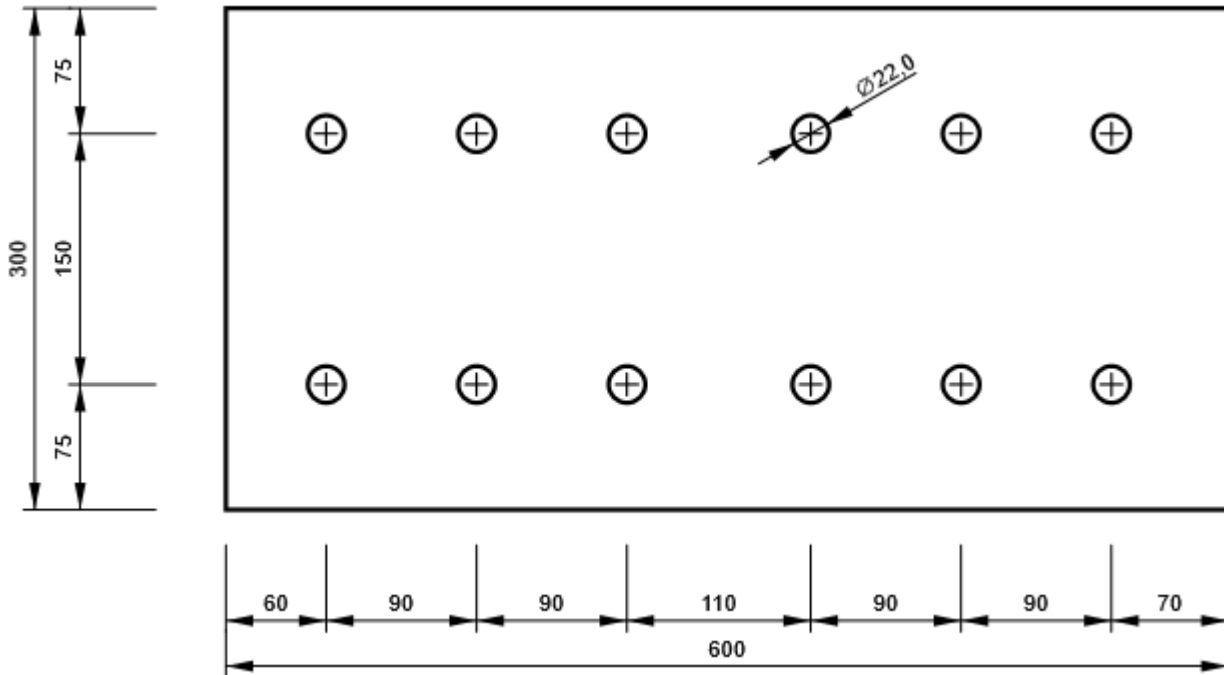
Projet N° :



Auteur :

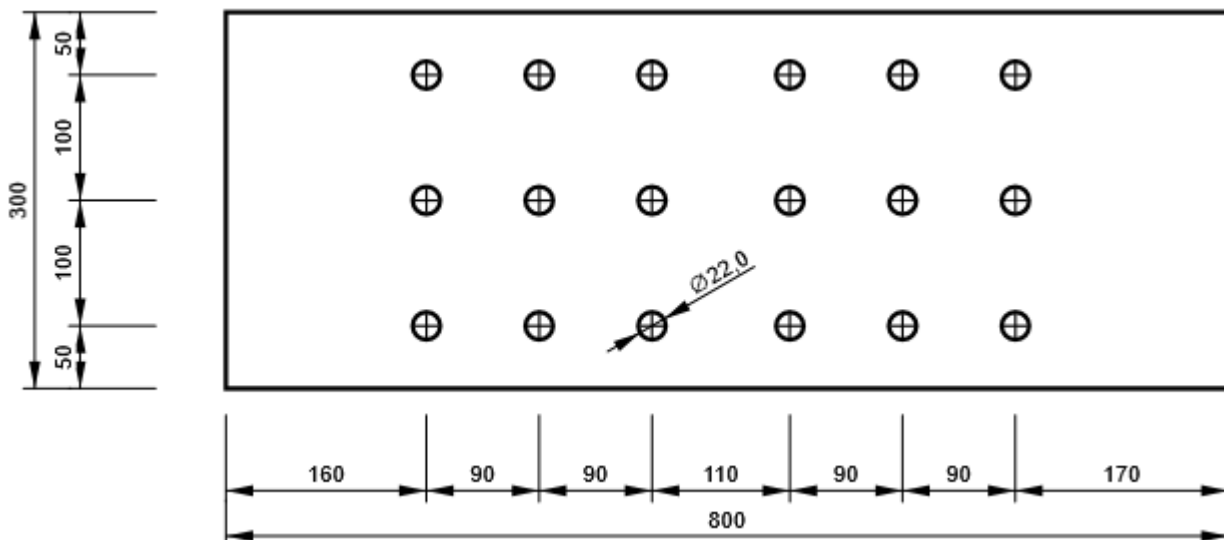
SP 4

P20,0x600-300 (ACIER E28)



SP 5

P20,0x800-300 (ACIER E28)



Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

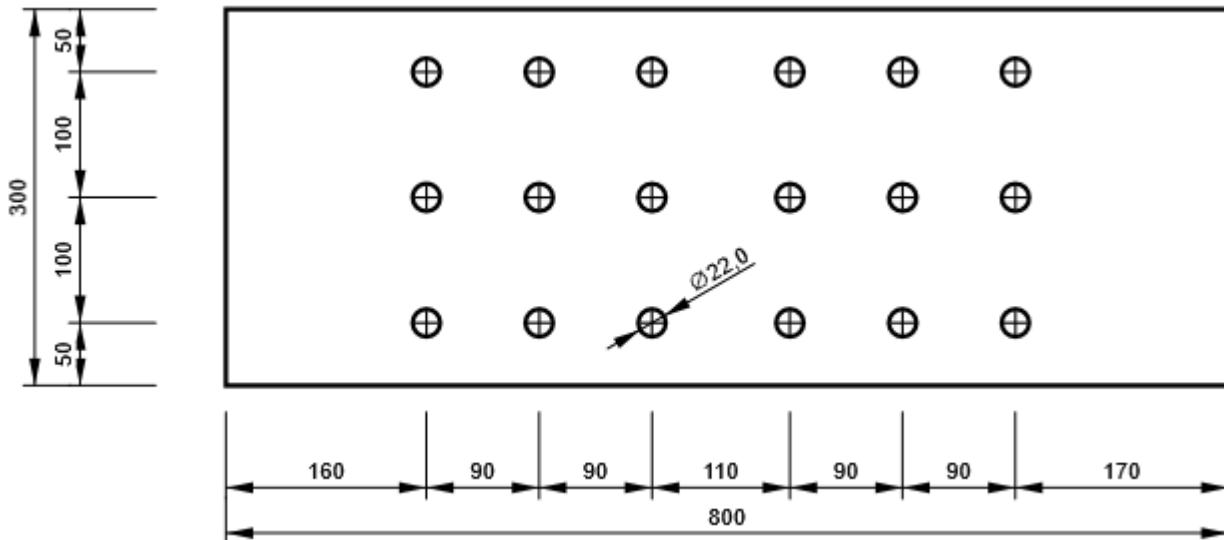
Projet N° :



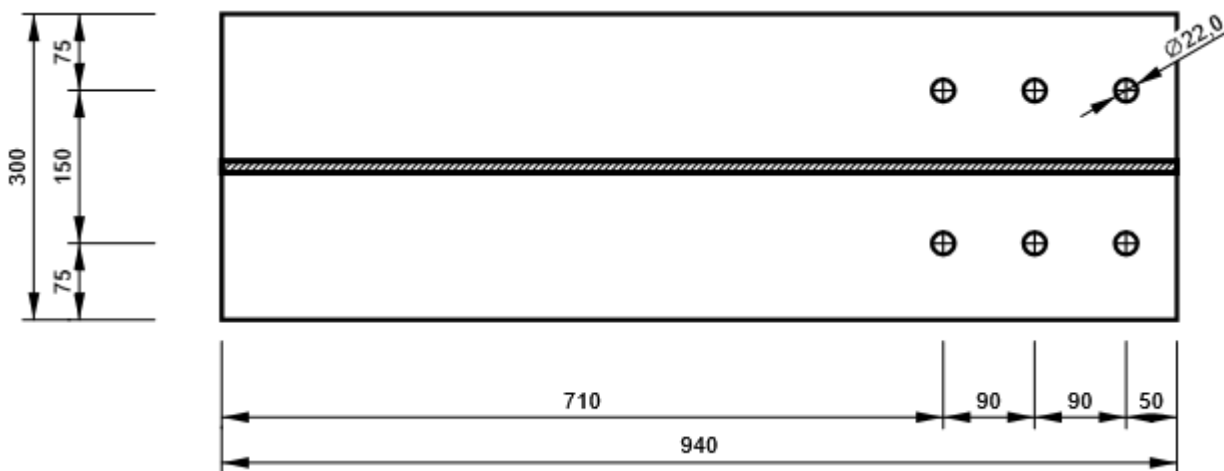
Auteur :

SP 6

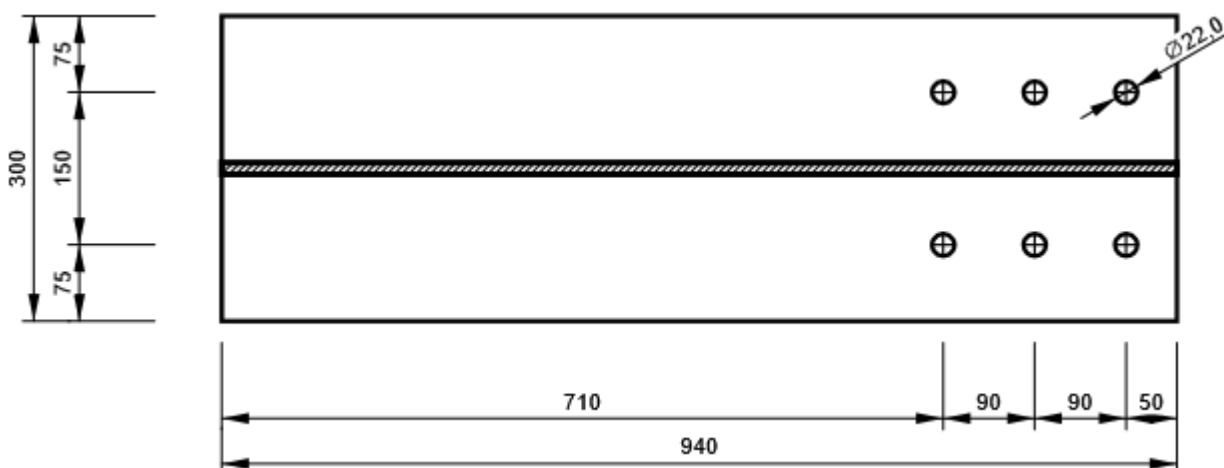
P20,0x800-300 (ACIER E28)



B4, HEA450 - Semelle inférieure 1:



B4, HEA450 - Semelle supérieure 1:



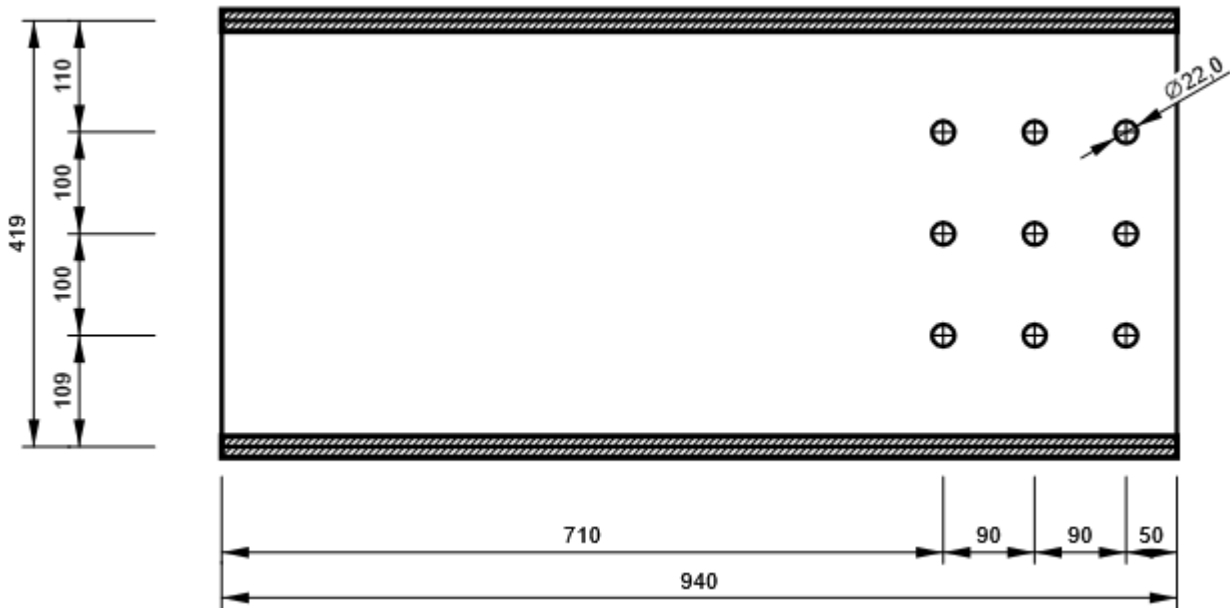
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :

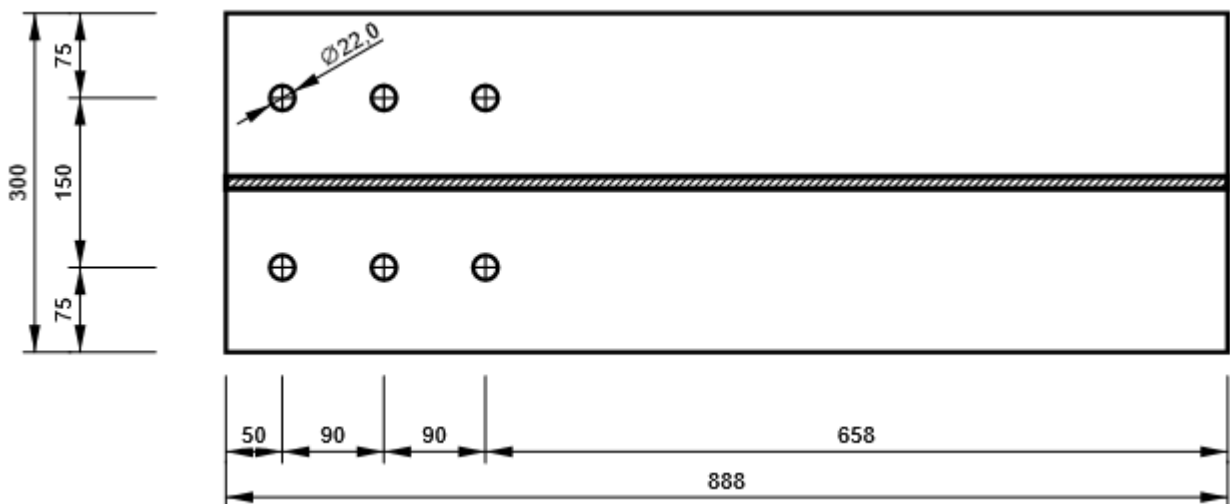


Auteur :

B4, HEA450 - Ame 1:



B5, HEA400 - Semelle inférieure 1:



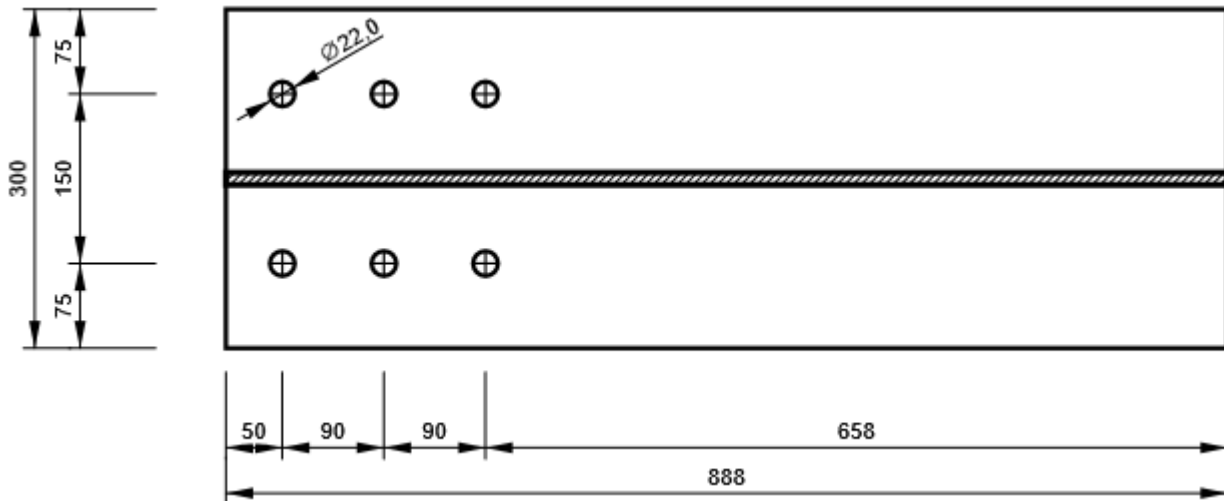
Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :

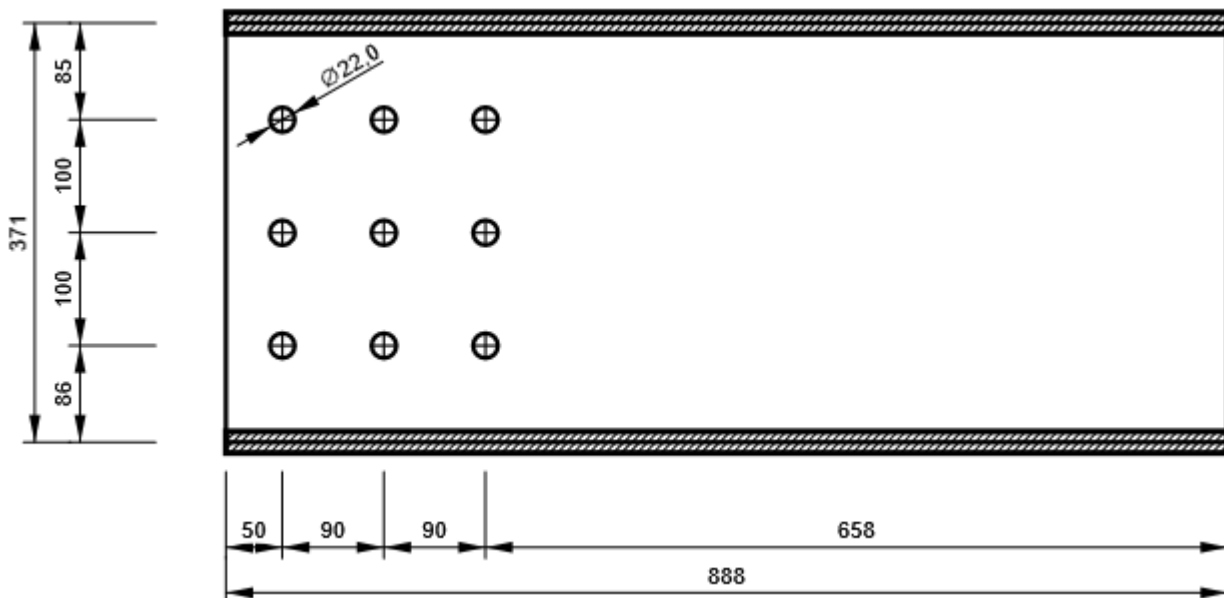


Auteur :

B5, HEA400 - Semelle supérieure 1:



B5, HEA400 - Ame 1:



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

Projet : IdeaStatiCa-PFE FINAL - CON-5

Projet N° :



Auteur :

Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Contrôle pinces et entraxes	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	Both		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
Braced system	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

