

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 MASTER EN GÉNIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Structure métalliques et mixtes

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+12 ETAGES+SOUS-SOL EN
CHARPENTE METALLIQUE.

Soutenu par

M^{elle}. AMMAR ROUMAISSA

M^{elle}. BENSAFI ASMA

Encadré par

M^r : A. ZAHAF

Blida, Octobre 2021

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة، قمنا بدراسة منشأة معدنية تتكون من 12 طابق + طابق ارضي + طابق تحت الأرض، مخصصة للاستعمال المتعدد التي تم إنجازها في ولاية عين تيموشنت، المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي معتدل حسب المركز الوطني للبحث.

تمت دراسة هذا المشروع باتباع عدة خطوات، تم اجراء تقييم الحمولة لغرض التصميم الاولي للهيكل، الدراسة الديناميكية تمت باستخدام القوانين الجزائرية المضادة للزلازل باستعمال برنامج للتحليل الديناميكي. تم التحقق من مقاومة واستقرار البناية لكلا الحمولات العمودية والافقية والتحقق من العناصر الانشائية للبناية كلها.

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، دراسة ديناميكية.

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons étudié une structure en charpente métallique (R+12 plus le sous-sol) à usage multiple. La structure se situe à la wilaya d'AIN TEMOUCHENT et elle est classée comme une zone de moyenne sismicité selon la réglementation parasismique Algérienne **RPA99/version 2003**.

Pour la réalisation de projet, on a commencé par l'étude des charges et surcharges possibles, le pré dimensionnement des éléments structuraux et les éléments secondaires. Ensuite, l'étude dynamique a été appliquée conformément à la réglementation RPA99/V2003 en utilisant le logiciel **ROBOT**. Enfin, La vérification des éléments de la structure a été faite selon les règlements de conception en vigueur.

Les mots clés : charpente métallique, étude dynamique.

Abstract

As part of our graduation project, we have studied a steel structure (R12 plus sub-basement) with multiple uses. The structure is located in the wilaya of AIN TEMOUCHENT and it is classified as a zone of average seismicity according to the RPA99/Version 2003.

For project realization, we have started with the study of possible loads and overloads, the pre-dimensioning of the structural elements and the secondary element. Then, the dynamic study was applied in accordance with the RPA99 / V2003 regulation using the ROBOT software. Finally, the verification of the structural elements is done according to the design regulation in force.

The key words: Metal frame, dynamic study.

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Au terme de ce modeste travail, nous voudrions exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à :

Notre promoteur **Mr ZAHAF A.** Pour ses précieuses orientations et conseils qu'il a su nous prodiguer lors de la réalisation de ce travail.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en génie civil.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réussite de ce noble travail, que ce mémoire soit pour eux l'expression de notre profonde gratitude.

ASMA et ROUMAISSA.

Dédicace

*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 parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour fait
de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'ils trouvent ici le témoignage
de ma profonde reconnaissance.*

*Chers frères et sœurs que je leurs souhaite pleins de succès et de
réussites dans la vie.*

*Je dédie également ce travail à mon neveu MOAAD et mes nièces
SIRINE, ISRAA et BELKIS que Dieu les bénisse et leurs guide dans
leurs vies.*

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*

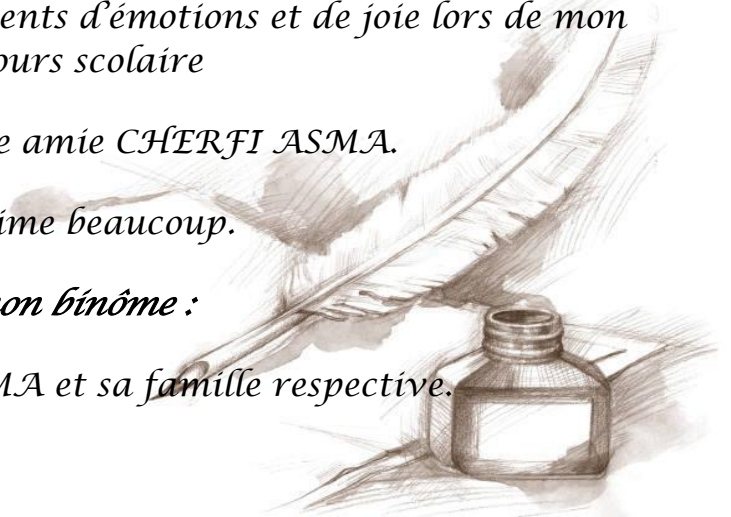
Surtout ma chère amie CHERFI ASMA.

Que j'aime beaucoup.

A mon binôme :

Ma chère amie ASMA et sa famille respective.

ROUMAÏSSA.



Dédicace

*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 mon grand-père BENSAFI MOHAMED, ceci est ma profonde
gratitude pour ton éternel amour, que ce travail soit le meilleur
cadeau que je puisse t'offrir.*

*A mes parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour fait
de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'ils trouvent ici le témoignage
de ma profonde reconnaissance.*

*A toute ma famille BENSAFI qui m'a soutenu durant le parcours
scolaire.*

*Chers cousins : RABAH, NOUR EDDINE, MOHAMED, ISHAK,
YAKOUB et YUCEF..., et chères cousines : IMANE, NESRINE,
KHADIDJA, HADIL et la petite princesse AMIRA....*

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 mes camarades de la promo Construction métallique et mixte.

A mon binôme :

Ma chère amie ROUMAÏSSA et sa famille respectives.



ASMA.

SOMMAIRE

Résumé	
Remerciements	
Dédicaces	
Sommaire	
List des tableaux	
List des figures	
Liste des symboles	
Plans	
Introduction générale	1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction.....	3
I.2 Présentation de projet	3
I.3 Description architecturale	3
I.3.1 Occupation des niveaux.....	3
I.3.2 Dimensions de l'ouvrage	3
I.4 Description structurelle.....	4
I.5 Les règlements utilisés.....	6
I.6 Caractéristiques des matériaux	6
I.6.1 Béton.....	6
I.6.2 Aciers.....	8
I.6.3 Bac d'acier.....	10
I.6.4 Les Connecteurs	11
I.7 Conclusion	11

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II.1 Introduction	12
II.2 Quelques notions relatives au règlement EUROCODE3	12
II.2.1 Objectif.....	12
II.2.2 Domaine d'application	12
II.2.3 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE 3	12
II.2.4 Coefficient partiel de sécurité.....	13
II.2.5 Valeurs limites des flèches	14

SOMMAIRE

II.3	Les planchers.....	14
II.3.1	Hypothèses de calcul.....	14
II.3.2	Estimation des charges des planchers (DTR.BC.2.2).....	15
II.4	Pré dimensionnement des éléments principaux.....	16
II.4.1	Pré-dimensionnement des solives.....	16
II.4.2	Pré-dimensionnement des Poutres.....	23
II.4.3	Pré-dimensionnement des Poteaux.....	41
II.5	Conclusion.....	47

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

III.1	Effet de la neige.....	49
III.1.1	Action de la neige sur la construction.....	49
III.2	Effet de la variation de la température.....	50
III.3	Effet du vent.....	50
III.3.1	Nature de la structure.....	50
III.3.2	Hypothèses de calcul.....	50
III.3.3	Données relatives au site.....	51
III.3.4	Direction du vent V1.....	51
III.3.4.1	Pression dynamique de pointe.....	51
III.3.4.2	Calcul de la pression due au vent.....	53
III.3.4.3	Toiture.....	56
III.3.5	Direction V2.....	58
III.3.5.1	Pression dynamique de pointe.....	58
III.3.5.2	Calcul de la pression due au vent.....	59
III.3.5.3	Toiture.....	62
III.3.6	Calcul des forces de frottement.....	64
III.3.7	Action d'ensemble.....	64
III.4	Conclusion.....	69

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1	Introduction.....	70
IV.2	Etude sismique.....	70
IV.3	Objectifs de l'étude dynamique.....	70

SOMMAIRE

IV.3.1	La méthode statique équivalente.....	71
IV.3.2	La méthode modale spectrale	72
IV.3.2.1	Spectres de réponse de calcul	72
IV.3.2.2	Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode	73
IV.3.2.3	Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003).....	73
IV.3.2.4	Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003).....	74
IV.3.2.5	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	74
IV.4	Résultats de l'analyse dynamique	75
IV.4.1	Dimensions de l'ouvrage	75
IV.4.2	Analyse dynamique de la structure	75
IV.5	Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	87
IV.6	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	88
IV.7	Vérification des déplacements inter-étages.....	91
IV.8	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	93
IV.9	Vérification le coefficient de comportement R.....	95
IV.10	Conclusion.....	95

CHAPITRE V : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1	Introduction	96
V.2	Acrotère	96
V.2.1	Définition	96
V.2.2	Dimensions de l'acrotère.....	96
V.2.3	Principe de calcul	96
V.2.4	Evaluation des charges	97
V.2.5	Calcul de la force sismique	97
V.2.6	Calcul des efforts.....	98
V.2.7	Ferraillage de la section de l'acrotère.....	98
V.2.8	Vérification à ELS.....	100
V.3	Les escaliers	102
V.3.1	Définition	102
V.3.2	Dimensionnement.....	103
V.3.3	La vérification de la relation de BLONDEL	104

SOMMAIRE

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1	Introduction	111
VI.2	Connaissances de base sur l'incendie.....	111
VI.2.1	Introduction	111
VI.2.2	Objectif de la sécurité incendie	112
VI.2.3	Les mesures de protection active et passive.....	112
VI.2.4	Physique de l'incendie	113
VI.2.4.1	Le triangle du feu et les phases de développement.....	113
VI.2.4.2	Déroulement d'un incendie.....	113
VI.2.5	Critères réglementaires de comportement au feu	115
VI.2.5.1	Critère de réaction au feu	116
VI.2.5.2	Critère de résistance au feu	116
VI.3	Calcul et vérification au feu	117
VI.4	Vérification au feu de la structure	129
VI.5	Conclusion.....	146

CHAPITRE VII : VERIFICATION DES ELEMENTS

VII.1	Introduction.....	147
VII.2	Exploitation des résultats	147
VII.2.1	Vérification des poteaux	147
VII.2.2	Vérifications des poutres.....	153
VII.2.2.1	Poutre principale	153
VII.2.2.2	Poutre secondaire	155
VII.2.3	Vérification de système de contreventements.....	156
VII.3	Conclusion	159

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1	Introduction	160
VIII.2	Modes d'assemblages.....	160
VIII.3	Calcul des assemblages	161
VIII.3.1	Assemblages poteau - poutre.....	161
VIII.3.1.1	Calcul de la soudure poutre HEA 340.....	162
VIII.3.1.2	Choix de diamètre du boulon	162

SOMMAIRE

VIII.3.2 Assemblage poutre HEA360–solive IPE160.....	167
VIII.3.2.1 Assemblages par double cornière.....	167
VIII.3.2.2 Choix de diamètre du boulon :	168
VIII.3.3 Assemblage des éléments de contreventement.....	170
VIII.3.3.1 Assemblage des trois barres de la stabilité en Y	170
VIII.3.3.2 Assemblage des diagonales	171
VIII.3.4 Assemblage pied de poteau	173
VIII.3.4.1 Introduction	173
VIII.3.4.2 Définitions	173
VIII.3.4.3 Vérifications	174

CHAPITRE VIX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Partie 1 : Calcul les éléments du sous-sol

IX.1 Introduction.....	177
IX.2 Etude les éléments du sous-sol	177

Partie 2 : Etude des fondations

IX.1 Introduction.....	190
IX.2 Définition de fondation	190
IX.3 Les différents types de fondations	190
IX.4 Critères de choix d'un type de fondation.....	190
IX.5 Fondations superficielles	191
IX.5.1 Types des fondations superficielles.....	191
IX.5.2 Calcul des fondations superficielles	192

Conclusion générale 135

Liste des références

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Représentatif du plancher mixte [1].....	4
Figure I. 2: Diagramme contraintes / déformations à ELU.	8
Figure I. 3: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.....	9
Figure I. 4: Bac d'acier type Hi-Bond 55-770. [1].....	10
Figure I. 5: les connecteurs. [1]	11
Figure II. 1: Comportement des sections suivant la classification de l'Eurocode 3.	13
Figure II. 2: Poutre étayée.....	17
Figure II. 3: Largeur participante de la dalle.	20
Figure II. 4: Schéma statique de la poutre principale.	25
Figure II. 5: Schéma statique de la poutre principale.	28
Figure II. 6: Largeur participante de la dalle.	29
Figure II. 7: Largeur participante de la dalle.	37
Figure III. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique. .	51
Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale.....	53
Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale.....	54
Figure III. 4: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).....	56
Figure III. 5: Légende pour les toitures plates.....	57
Figure III. 6: Légende pour la paroi verticale.....	60
Figure III. 7: Légende pour la paroi verticale.....	61
Figure III. 8: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).....	62
Figure III. 9: Légende pour les toitures plates.....	63
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	73
Figure IV. 2: vue en 3D du 1er modèle.	76
Figure IV. 3: 1er mode de translation(x-x).....	78
Figure IV. 4: 2èmes modes de translation (y-y).....	78
Figure IV. 5: 3ème mode torsion.....	79
Figure IV. 6: Structure avec palées triangulées en X et en V.....	80
Figure IV. 7: 1er mode translation (x-x).....	82
Figure IV. 8: 2ème mode translation(y-y).....	82
Figure IV. 9: 3ème mode torsion.....	83

LISTE DES FIGURES

Figure IV. 10: model final avec contreventements en X et Y.	84
Figure IV. 11: 1er mode translation $(x-x)$	86
Figure IV. 12: 2ème mode translation $(y-y)$	86
Figure IV. 13: 3ème mode torsion.	87
Figure V. 1: Dimensions de l'acrotère.	96
Figure V. 2: Sollicitation de l'acrotère.	97
Figure V. 3: Section de calcul de l'acrotère.	98
Figure V. 4: ferrailage de l'acrotère.	102
Figure V. 5: les éléments constituant l'escalier.	102
Figure V. 6: Coupe horizontale des escaliers.	103
Figure V. 7: Schéma représentant les dimensions des escaliers.	104
Figure VI. 1: Le triangle de feu.	113
Figure VI. 2: Phases de déroulement d'un incendie(1).	115
Figure VI. 3: Phases de déroulement d'un incendie(2).	115
Figure VI. 4: Schéma illustratif des critères de résistance au feu.	117
Figure VI. 5: Exemple de détermination de la température critique pour les sections protégées par la méthode itérative.	122
Figure VI. 6: Exemple de détermination de la température critique pour les sections non protégées par la méthode itérative.	122
Figure VI. 7: Nomogramme pour déterminer la température critique et la résistance au feu.	123
Figure VI. 8: Schéma statique de la solive courant.	129
Figure VI. 9: Schéma statique de la solive terrasse.	132
Figure VI. 10: Schéma statique de la poutre principale (courant).	135
Figure VI. 11: Schéma statique de la poutre principale (terrasse).	138
Figure VI. 12: Schéma statique de la poutre secondaire (courant).	140
Figure VI. 13: Schéma statique de la poutre secondaire (terrasse).	143
Figure VII. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.	149
Figure VIII. 1: Assemblage poteau – poutre.	163
Figure VIII. 2: Assemblage solive-poutre.	169

LISTE DES FIGURES

Figure IX. 1: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.	178
Figure IX. 2: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.	186
Figure IX. 3: Les différents types de fondations superficielles.	191

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.	8
Tableau I. 2: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.....	10
Tableau II. 1: Les valeurs limites de flèches verticales.	14
Tableau II. 2: Caractéristiques du profilé (IPE180).....	16
Tableau II. 3: Les solives de la structure.	23
Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé (IPE300).....	24
Tableau II. 5: Les poutres principales de la structure.	33
Tableau II. 6: Caractéristiques du profilé (IPE220).....	33
Tableau II. 7: Les poutres secondaires de la structure.	41
Tableau II. 8: La descente de charge permanente de poteau central.	42
Tableau II. 9: La descente de charge permanente de poteau d'angle.	42
Tableau II. 10: La descente de charge permanente de poteau de rive.	43
Tableau II. 11: La charge d'exploitation des trois types de poteau.	44
Tableau II. 12: Les efforts normaux, les sections, et le choix des profilés.....	45
Tableau II. 13: Facteur d'imperfection α	46
Tableau II. 14: Vérification de flambement des poteaux de 12ème étage.....	46
Tableau II. 15: Vérification de flambement des poteaux de niveau 11ème étage jusqu'à 9ème étage	46
Tableau II. 16: Vérification de flambement des poteaux de niveau 8ème étage jusqu'à 6ème étage	47
Tableau II. 17: Vérification de flambement des poteaux de niveau 5ème étage jusqu'à 3ème étage.	47
Tableau II. 18: Vérification de flambement des poteaux de niveau 2er étage jusqu'à RDC	47
Tableau II. 19: Le choix finals des poteaux.....	48
Tableau III. 1: Coefficient de rugosité.....	52
Tableau III. 2: Coefficient topographique.	52
Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence.	52
Tableau III. 4: Coefficient d'exposition.	53
Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif.....	53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 6: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale (V1).....	54
Tableau III. 7: Récapitulatif(V1).	55
Tableau III. 8: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de terrasse sous V1. 56	
Tableau III. 9: Récapitulatif (V1).	57
Tableau III. 10: Coefficient de rugosité.....	58
Tableau III. 11: Coefficient topographique.	58
Tableau III. 12: Coefficient Intensité de turbulence.	59
Tableau III. 13: Coefficient d'exposition.	59
Tableau III. 14: Tableau Récapitulatif.	59
Tableau III. 15: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	61
Tableau III. 16: Récapitulatif (V2).	62
Tableau III. 17: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de terrasse sous V2.63	
Tableau III. 18: Récapitulatif (V2).	64
Tableau III. 19: Récapitulatif pour les valeurs de Cd dans les deux directions.....	68
Tableau III. 20: Force d'application d'ensemble direction V1.	69
Tableau III. 21: Force d'application d'ensemble direction V2.	69
Tableau IV. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique du 1er modèle.	77
Tableau IV. 2: Les périodes et les facteurs de participation massique du 2émemodelle.....	81
Tableau IV. 3: Changement des sections des (poteaux et poutres).	84
Tableau IV. 4: Les résultats du modèle final.	85
Tableau IV. 5: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.	88
Tableau IV. 6: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.	89
Tableau IV. 7: Facteur de qualité.....	90
Tableau IV. 8: Vérification déplacement inter-étages X.	92
Tableau IV. 9: Vérification de déplacement sens X inter étage.	93
Tableau IV. 10: Vérification de l'effet P- Δ	94
Tableau V. 1: Résumé de résultat.	99
Tableau VI. 1: Le classement « réaction au feu » des matériaux.	116

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI. 2: Valeurs des facteurs ψ pour les bâtiments.....	118
Tableau VI. 3: Formules pour le calcul du facteur de massiveté ($A m/V$ en $(m-1)$) d'éléments en acier non protégés.....	119
Tableau VI. 4: Formules pour le calcul du facteur de massiveté 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.....	120
Tableau VI. 5: Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier aux températures élevées.....	124
Tableau VI. 6: Facteurs de massiveté pour profils en acier. Pour les profils en I et en H non protégés, les valeurs indiquées pour le profil avec protection rectangulaire doivent être multipliées par un coefficient de 0,9.....	127
Tableau VI. 7: Températures critiques pour éléments en compression.....	128
Tableau VII. 1: Les valeurs des efforts internes.....	149
Tableau VII. 2: Vérification du poteau au flambement composé.....	149
Tableau VII. 3: Les valeurs des efforts internes.....	150
Tableau VII. 4: Vérification du poteau au flambement composé.....	150
Tableau VII. 5: Les valeurs des efforts internes.....	150
Tableau VII. 6: Vérification du poteau au flambement composé.....	151
Tableau VII. 7: Les valeurs de moment sollicitant.....	154
Tableau VII. 8: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.....	154
Tableau VII. 9: Les valeurs de moment sollicitant.....	155
Tableau VII. 10: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.....	155
Tableau VII. 11: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement.....	159
Tableau IX. 1: Ferrailage du voile périphérique.....	180
Tableau IX. 2: Vérification des contraintes à ELS.....	183
Tableau IX. 3: Nouveau choix des armatures.....	183
Tableau IX. 4: Nouvelle vérification des contraintes à ELS.....	183
Tableau IX. 5: Choix final de ferrailage de voile périphérique.....	183

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.

LISTE DES SYMBOLES

- $\bar{\sigma}_s$: 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.

LISTE DES SYMBOLES

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.

Introduction Générale

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née de besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative.

Dès lors, 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'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dues aux dommages subis par la structure.

Le présent travail consiste en l'étude et calculs éléments résistants d'un bâtiment en R+12 + sous-sols à usage multiple contreventé par des palées triangulées en X et V en charpente métallique implanté dans la wilaya d'AIN TEMOUCHENT, classé par les règlements parasismiques Algériens (RPA99/version 2003) comme une région de moyenne sismicité (Zone IIa). Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort des occupants.

Notre mémoire de fin d'étude est constitué de 10 chapitres :

- Le 1^{er} chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le 2^{ème} chapitre est le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et solives).
- Dans le 3^{ème} chapitre nous nous intéressons à l'étude climatique.
- Le 4^{ème} chapitre consisté à modélises de la structure et détermine des modes de vibration, en renforçant l'ossature par des stabilités, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu' à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

- Le 5^{ème} chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaire qui comporte notre bâtiment, nous citons (l'acrotère et les escaliers).
- Le 6^{ème} chapitre calcul au feu est destinée à la partie feu qui consiste à présenter le phénomène du l'incendie dans le bâtiment 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 7^{ème} chapitre nous allons vérifier 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 8^{ème} chapitre calcul des assemblages a été exécuté en introduisant un logiciel (robot 2019) qui nous a aidé à confectionner plusieurs idées.
- Le 9^{ème} chapitre, dans cette partie nous entamerons l'étude de l'infrastructure conformément au rapport de sol. On a achevé le travail par une conclusion générale.

L'objectif de ce travail est de mettre en œuvre les compétences acquises durant le cursus universitaire d'une part et de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master 2 d'autre part.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

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

La première étape est la présentation du projet couvrant la description architecturale et structurelle du bâtiment ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux choisis pour la réalisation de ce projet.

I.2 Présentation de projet

Le projet que nous avons en train d'étudier est un bâtiment R+12 +sous-sol à usage multiple (habitation et commerce) dont la structure est en charpente métallique et mixte.

Cet ouvrage est implanté dans la wilaya d'AIN TEMOUCHENT qui classe comme zone de moyenne sismicité ZONE IIa selon le RPA99/VERSION 2003.

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 ainsi que l'étude sismique de la structure pour assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation.

I.3 Description architecturale

Notre bâtiment est de forme rectangulaire avec des parties proéminentes, composée d'un rez-de-chaussée et 12 étages avec sous-sol.

I.3.1 Occupation des niveaux

- Sous-sol sera aménagé en parking.
- Rez-de-chaussée à usage multiple (locaux et deux appartements).
- 12 étages seront destinés pour habitation (des appartements F3).

I.3.2 Dimensions de l'ouvrage

➤ En plan

- La longueur totale = 29,10 m.
- La largeur total = 18,45 m.

➤ En élévation

- La hauteur totale du bâtiment = 46,00m.
- La hauteur du sous-sol = 3,40m.
- La hauteur du rez-de-chaussée = 3,40m.
- La hauteur des 12 étages = 3,40m.

I.4 Description structurelle

➤ Planchers

1/ **Plancher courant** : pour notre bâtiment, concernant les planchers courants on va choisir des planchers mixtes à dalle collaborant.

La composition de ce plancher sera illustrée sur la figure suivante

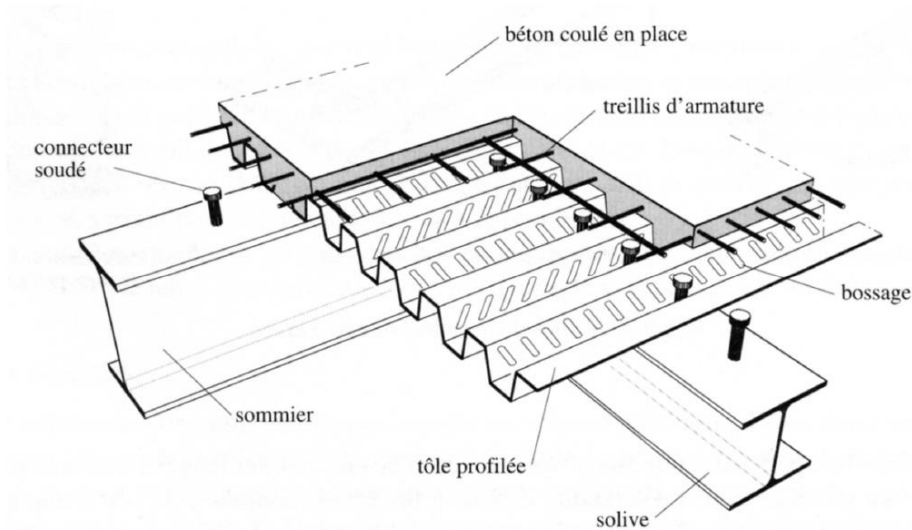


Figure I. 1: Représentatif du plancher mixte.

- Les bacs aciers seront de type HI-BOND 55.
- L'épaisseur totale de la dalle 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 en acier collaborant et la structure porteuse sera assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixte à dalle collaborant étant la solution la plus économique la plus judicieuse techniquement.

2/ **Plancher terrasse** : il sera identique aux plancher courant sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon...).

➤ Les poutres

Les poutres 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.

➤ **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 solives**

Des pièces de charpente métallique placées horizontalement en appui sur les murs ou sur les poutres pour soutenir le plancher.

Elles sont généralement des profilés en IPE ou IPN, leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type du bac d'acier utilisé.

➤ **Fondations**

La fondation est un élément porteur, qui fait partie de l'infrastructure, elle assure la transmission des charges, et surcharges au sol.

Le choix de type de fondation (isolée, filante ou radier général) dépend l'étude géotechnique (rapport du sol).

➤ **Contreventement**

On va choisir une structure avec des cadres de contreventement (palées triangulées en X et V) pour assurer la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme). En plus, les contreventements éliminent la flexion des poutres et des poteaux.

➤ **Escalier**

Escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés permettant d'accéder à un étage, dépassé d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Notre bâtiment sera comporté un seul type d'escalier métallique (escalier droit constitué d'un palier de repos et de deux volés).

➤ **Acrotère**

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé au niveau de la terrasse, elle forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

Notre bâtiment est entouré d'un acrotère créée en béton armé de 40cm de hauteur.

➤ **Assemblage**

Les assemblages sont des procédés d'attachements entre plusieurs éléments afin d'assurer la continuité de la structure dans les points assemblés.

Dans la charpente métallique, on a deux types de moyens d'assemblages utilisés sont : les assemblages boulonnés et soudés.

Selon l'EC3, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de classification en terme de rigidité (rigide, semi-rigide, articulé), de résistance (complète ou partielle).

I.5 Les règlements utilisés

- CCM97 : Règlement de conception et de calcul des structures en acier.
- DTR BC2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- EC3 : Calcul des structures en acier.
- EC4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- RNV2013 : Règlement neige et vent 2013.
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- BAEL91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé.

I.6 Caractéristiques des matériaux

I.6.1 Béton

Le béton est un matériau essentiel dans le domaine de la construction, il est obtenu par le mélange de ciment, granulats (sable, gravier) et de l'eau avec des quantités bien déterminées.

❖ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c_28} .

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c_28} = 25$ MPa. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

❖ Résistance caractéristique à la traction

Elle est désignée par f_{t_28} et déterminée par plusieurs essais. On peut citer :

- Traction directe.
- Traction par fondage.
- Traction par flexion.

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)}.$$

Pour tout l'ouvrage on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{jt} telle que : $f_{c28} = 25$ MPa donc $f_{jt} = 2,1$ MPa.

❖ **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$béton fissuré à l'ELU.

$\nu = 0.2$béton non fissuré à l'ELS.

❖ **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

• **Module de déformation instantanée**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

• **Module de déformation différée**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

• **Contraintes limites**

Par définition, « un état limite » est un état particulier au-delà duquel une structure, ou une partie de cette structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue.

Lorsqu'un état limite est atteint une condition requise de la structure ou d'un de ses éléments pour remplir son objet est strictement satisfaite mais cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, on distingue :

L'état limite ultime ELU

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{cj}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

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

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles.

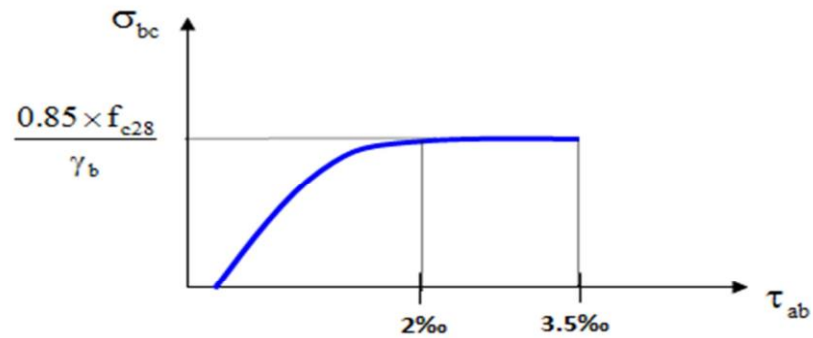


Figure I. 2: Diagramme contraintes / déformations à ELU.

L'état limite de service ELS

Qui constitue les frontières au-delà desquelles 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.
- Vibrations inconfortables pour les usagers, etc.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

I.6.2 Aciers

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

❖ Aciers de béton

Tableau I. 1: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.

	Nuances	F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

➔ **Contraintes limites de l'acier**

- **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.

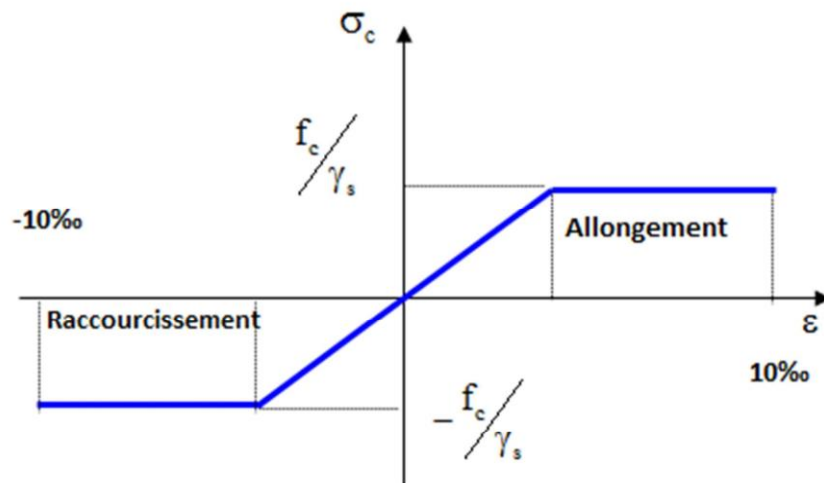


Figure I. 3: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.

Avec ϵ_s : allongement relatif de l'acier.

- **Etats limites de service ELS**

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3 f_e ; 150 \eta]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2 f_e ; 110 \eta]$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A.

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ MPa.

❖ Acier de Charpente métallique (D'après CCM97. Page 15)

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale $G = 8,1 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ par °C.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 < t \leq 100$	
	$f_y \text{ MPa}$	$f_u \text{ MPa}$	$f_y \text{ MPa}$	$f_u \text{ MPa}$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

I.6.3 Bac d'acier

Le bac d'acier utilisé c'est le **Hi-Bond 55-750**, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

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

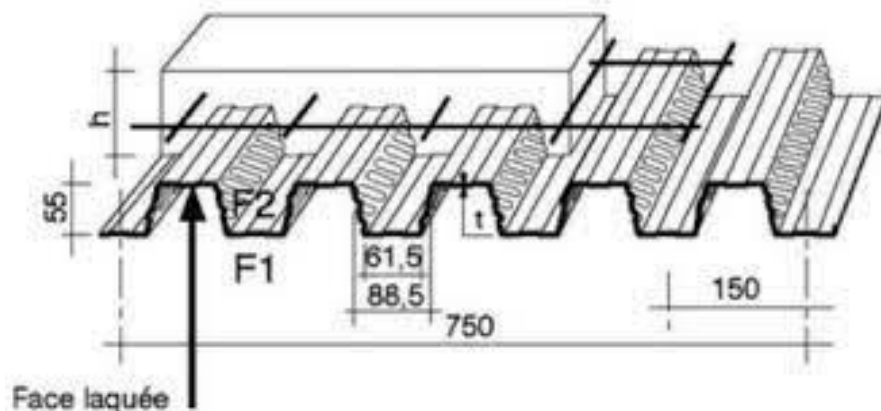


Figure I. 4: Bac d'acier type Hi-Bond 55-770.

I.6.4 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 de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

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

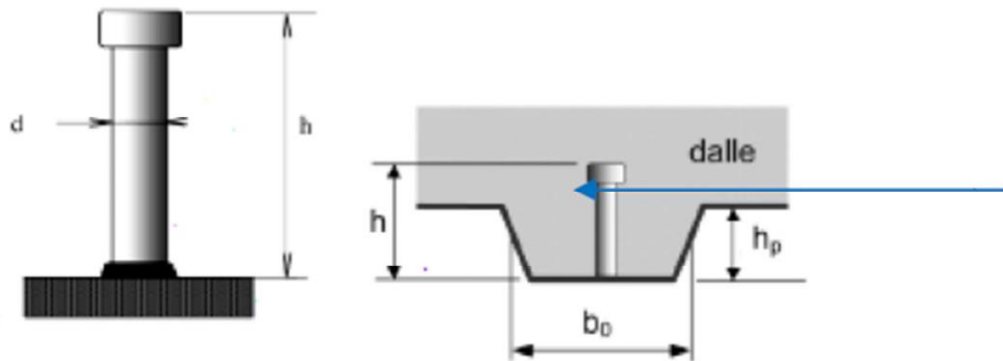


Figure I. 5: les connecteurs.

I.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté notre projet de fin d'étude, en déterminant l'usage, la classification et les dimensions de l'ouvrage en plan et en élévation. Ensuite nous avons défini les éléments structurant et les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la charpente métallique.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS PRINCIPAUX

II.1 Introduction

Après avoir choisi la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaires et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de deux conditions.

- ✓ La vérification faite selon la condition de résistance.
- ✓ Puis la condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.

II.2 Quelques notions relatives au règlement EUROCODE3

II.2.1 Objectif

Le règlement EUROCODE3 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document

- ✓ Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- ✓ Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- ✓ Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- ✓ Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu.

II.2.2 Domaine d'application

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

- Les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.
- Les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haut résistance.

II.2.3 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE 3

Pour les besoins de calcul l'Eurocode3 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

✓ **Classe 1**

Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse globale plastique.

✓ **Classe 2**

Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale.

✓ **Classe 3**

Section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, mais pas sa résistance plastique à cause des risques de voilement.

✓ **Classe 4**

Section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement. Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont représentées sur la figure ci-dessous

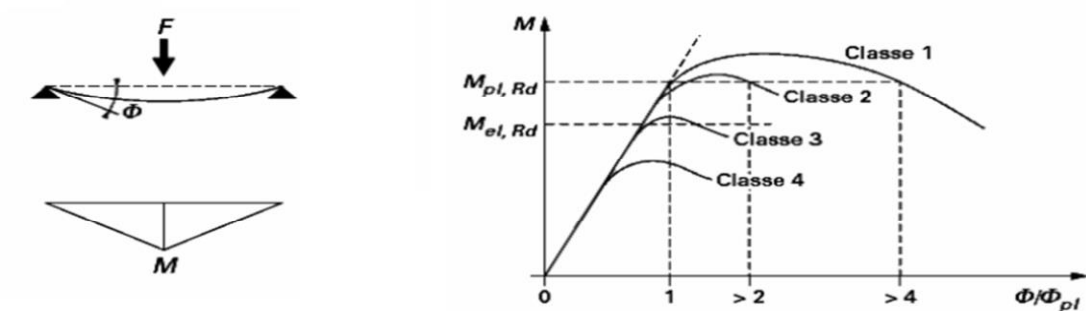


Figure II. 1: Comportement des sections suivant la classification de l'Eurocode 3.

M_{plrd} : Moment à l'état plastique réduit.

M_{elrd} : Moment à l'état élastique réduit.

\emptyset_p : Rotation.

\emptyset_{pl} : Rotation à l'état plastique.

II.2.4 Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes

- Section de classe (1,2,3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1$.
- Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$.
- Section nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$.

II.2.5 Valeurs limites des flèches

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

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II. 1: Les valeurs limites de flèches verticales.

Conditions	δ max v (flèches dans l'état final)
Toitures en général	L/200
Toiture 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

II.3 Les planchers**II.3.1 Hypothèses de calcul**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases

- ❖ Phase de construction.
- ❖ Phase finale.

1- Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes

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

2- Phase finale

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

- Le poids propre du profilé.

- Le poids propre du béton (sec).
- La surcharge d'exploitation.
- Finition.

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

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

II.3.2 Estimation des charges des planchers (DTR.BC.2.2)

a)-Plancher terrasse

1. Actions permanentes

Protection en gravillon (5cm).....	0,85 KN/m ² .
Etanchéité multicouches (2cm)	0,20 KN/m ² .
Forme de pente (e=10cm).....	2,20 KN/m ² .
Isolation thermique (4cm).....	0,16 KN/m ² .
Dalle en béton armé (e=15cm).....	3,75 KN/m ² .
Bac d'acier (HB 55).....	0,15 KN/m ² .
Faux plafond	0,20 KN/m ² .

Total: G =7,51 KN/m².

2. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible \Rightarrow **Q = 1 KN/m².**

b)- Plancher courant

1. Actions permanentes

Revêtement carrelage.....	0,44 KN/m ² .
Mortier de pose.....	0,44 KN/m ² .
Couche de sable	0,36 KN/m ² .
Dalle en béton armé (15cm).....	3,75 KN/m ² .
Distribution Cloisons.....	0,10 KN/m ² .
Bac d'acier (HB 55)	0,15 KN/m ² .
Faux plafond.....	0,20 KN/m ² .

Total : G = 5,44 KN/m².

2. Charges d'exploitation

Habitation $\Rightarrow Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Commerce $\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

II.4 Pré dimensionnement des éléments principaux

II.4.1 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 $L=3,5 \text{ m}$, L'entraxe entre les solives est de $1,6 \text{ m}$.

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

Avec

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{3500}{25} \leq H \leq \frac{3500}{15} \Rightarrow 140\text{mm} \leq H \leq 234\text{mm}.$$

On choisit un **IPE 180**.

❖ **Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 180**

Tableau II. 2: Caractéristiques du profilé (IPE180).

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 180	18,8	23,9	180	91	5,3	8	9	1317	166,4	146,3	7,42	2,05

❖ **La classe de la section transversale**

1) La semelle

b= 91mm

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{91 - (2 \times 9 + 5,3)}{2} = 33,85\text{mm}.$$

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{33,85}{8} = 4,23 < 9 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

Donc la semelle est de classe 1.

2) Ame

$$d = h - (2r + 2t_f) = 180 - (2 \times 9 + 2 \times 8) = 146 \text{ mm.}$$

$$t_w = 5,3 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55 < 72 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

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..... $g_p = 0,188 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2.$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2.$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2.$

1.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,6 m.

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times 1,6] + 1,5 \times q_c \times 1,6$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (3,75 + 0,15) \times 1,6] + 1,5 \times 0,75 \times 1,6$$

$$q_u = 10,48 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times 1,6] + q_c \times 1,6$$

$$q_{ser} = [0,188 + (3,75 + 0,15) \times 1,6] + 0,75 \times 1,6$$

$$q_{ser} = 7,63 \text{ KN/ml.}$$

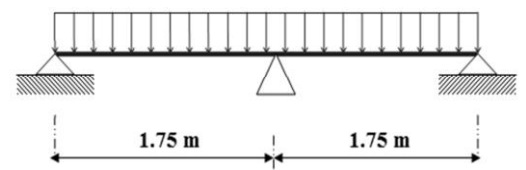


Figure II. 2: Poutre étagée.

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 :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \begin{cases} q_u = 10,48 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 7,63 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Le moment appliqué

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} = \frac{10,48 \times 1,75^2}{8} = 4,01 \text{ KN. m.}$$

Moment résistant plastique

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 45,76 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 4,01 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 45,76 \text{ KN. m.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **l'effort tranchant**

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

Où

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

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2390 - (2 \times 91 \times 8) + (5,3 + 18) \times 8$$

$$A_v = 1120,4 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 1120,4 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 177,89 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{10,48 \times 1,75}{2} = 9,17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 9,17 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 177,89 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 9,17 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 88,95 \text{ KN} \Rightarrow$ 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**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 7,63 \text{ KN/ml.} \\ L = 1,75\text{m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 1317 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

Donc on aura $f^{\max} = \frac{5 \times 7,63 \times (1750^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 0,34\text{mm}$

Et la flèche admissible est $f^{\text{adm}} = \frac{1750}{250} = 7\text{mm}$

$$f^{\max} = 0,34\text{mm} \leq f^{\text{adm}} = 7\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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 (IPE180)..... $g_p = 0.188 \text{ KN/ml.}$
- Charge permanente..... $G = 7,51 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$

2.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,6 m.

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 1,6)] + 1,5 \times Q \times 1,6$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (7,51 \times 1,6)] + 1,5 \times 1 \times 1,6$$

$$q_u = 18,88 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

$$q_{\text{ser}} = [g_p + (G \times 1,6)] + Q \times 1,6$$

$$q_{\text{ser}} = [0,188 + (7,51 \times 1,6)] + 1 \times 1,6$$

$$q_{\text{ser}} = 13,80 \text{ KN/ml.}$$

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 :

appuie. $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 3,5}{8} = 0,880m \text{ Avec : } l_0 \text{ Longueur libre d'une poutre simplement} \\ b_{\text{eff}} = \text{inf} \\ b = 1,6m \end{array} \right.$ b Entraxe entre les poutres.

$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 0,880 \text{ m.}$

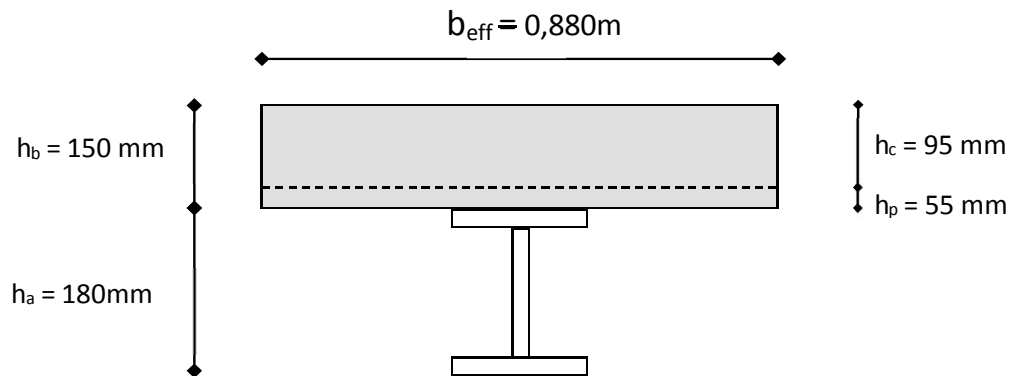


Figure II. 3: Largeur participante de la dalle.

2.3 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 880 \times 95) \times 10^{-3} = 1191,3 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 2390) \times 10^{-3} = 624,39 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 1191,3 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 624,39 \text{ KN.}$$

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

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

2.4 Vérification

➤ La flexion

Le moment appliqué

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{18,88 \times 3,5^2}{8} = 28,91 \text{ KN.m.}$$

Moment résistant plastique

$$M_{\text{pl,rd}} = 624,39 \left[\frac{180}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{624,39 \times 95}{2 \times 1191,3} \right) \right] \times 10^{-3} = 134,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{sd}} = 28,91 \text{ KN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 134,61 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

Où

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

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2390 - (2 \times 91 \times 8) + (5,3 + 18) \times 8$$

$$A_v = 1120,4 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 1120,4 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 177,89 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{18,88 \times 3,5}{2} = 33,04 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 33,04 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 177,89 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 33,04 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 88,95 \text{ KN} \Rightarrow$ 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**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 13,80 \text{ KN/ml.} \\ L = 3,5 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + m\nu)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

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

$$\nu = A_a / A_b = 0,029.$$

$$I_c = \frac{2390(95 + 2 \times 55 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0,029)} + \frac{880 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \cdot 10^4 = 79,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 .$$

La valeur de la flèche maximale $f^{\max} = \frac{5 \times 13,80 \times (3500^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 79,08 \times 10^6} = 1,62 \text{ mm.}$

Et la flèche admissible est $f^{\text{adm}} = \frac{3500}{250} = 14 \text{ mm.}$

$$f^{\max} = 1,62 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_{\text{tot}} = 1,62 + 0,34 = 1,96 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Calcul des connecteurs (connexion totale)

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

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

3.1 Détermination de Prd

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

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.

$\gamma_v = 1,25$.

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

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

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

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 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 :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1191,3 ; 624,39) = 624,39 \text{ KN.}$$

$$R_L = 624,39 \text{ KN.}$$

Nombre des connecteurs (par demi-portée)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{Prd} = \frac{624,39}{59,97} = 10,41.$$

Soit $N = 11$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{3500}{22-1} = 166,67 \text{ mm}$$

$$Esp = 166,67 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour $Esp = 150 \text{ mm}$.

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

Tableau II. 3: Les solives de la structure.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etages habitations	Etage commerce
Solive	IPE 180	IPE 180	IPE 180

II.4.2 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)**

• **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 $L= 4.8$ m.

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

Avec

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4800}{25} \leq H \leq \frac{4800}{15} \Rightarrow 192\text{mm} \leq H \leq 320\text{mm}.$$

On choisit un **IPE 300**.

❖ **Caractéristiques de poutre utilisée IPE 300**

Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé (IPE300).

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 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

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

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

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

$$\varepsilon = 0,92.$$

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..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2.$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2.$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2.$

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:

$$R_u = \frac{10,58 \times 3,5}{2} = 18,52 \text{ KN}$$

$$2R_u = 2 \times 18,52 = 37,04 \text{ KN}$$

ELS:

$$R_s = \frac{7,70 \times 3,5}{2} = 13,48 \text{ KN}$$

$$2R_s = 2 \times 13,48 = 26,96 \text{ KN}$$

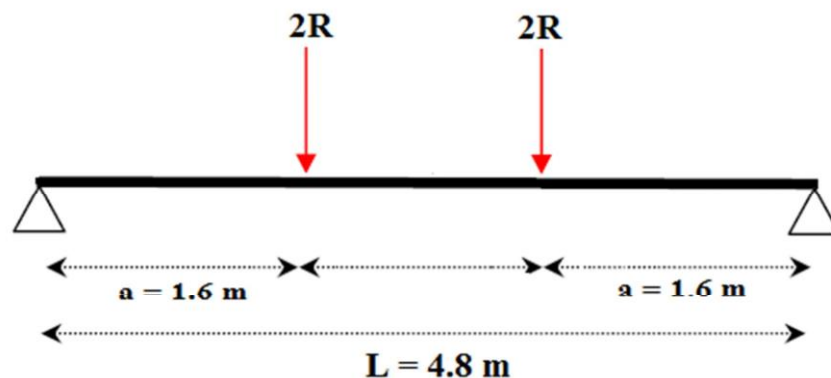


Figure II. 4: Schéma statique de la poutre principale.

1.2 Combinaisons des charges

• **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,422 + (3,75 + 0,15) \times 0,15] + 1,5 \times 0,75 \times 0,15$$

$$q_u = 1,53 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

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

$$q_{ser} = [0,422 + (3,75 + 0,15) \times 0,15] + 0,75 \times 0,15$$

$$q_{ser} = 1,12 \text{ KN/ml.}$$

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,53 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 1,12 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Le moment appliqué

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

$$M_{sd} = \frac{1,53 \times (4,80)^2}{8} + \left(37,04 \times \frac{4,80}{2} \right) = 93,30 \text{ KN. m.}$$

Moment résistant plastique

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{628,4 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 172,81 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 93,30 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 172,81 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'effort tranchant**

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

Où :

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

A_v : aire de cisaillement.

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

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 2567,97 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 407,72 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = Ru + \frac{qu \times L}{2} = 37,04 + \frac{1,53 \times 4,8}{2} = 40,71 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 40,71 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 407,71 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 40,71 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 203,86 \text{ KN} \Rightarrow$ 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**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 1,12 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 26,96 \text{ KN.} \\ L = 4,80 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 8356 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

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

$$f_{qser1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,12 \times 4800^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 8356 \cdot 10^4} = 0,44 \text{ mm}$$

$$f_{qser2} = \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 26,96 \times 4800^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 8356 \cdot 10^4} = 0,01 \text{ mm.}$$

$$f^{\max} = 0,45 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 19,2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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..... $G = 7,51 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2.$

2.1 Calcul des réactions des solives

ELU :

$$R_u = \frac{18,98 \times 3,5}{2} = 33,22 \text{ KN}$$

$$2R_u = 2 \times 33,22 = 66,44 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = \frac{13,88 \times 3,5}{2} = 24,29 \text{ KN}$$

$$2R_s = 2 \times 24,29 = 48,58 \text{ KN}$$

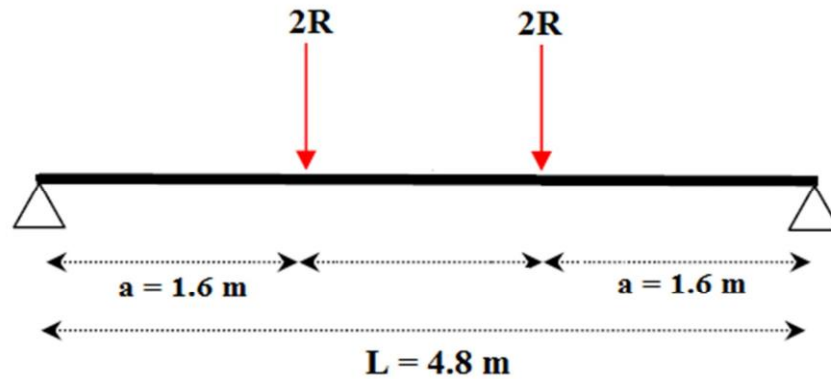


Figure II. 5: Schéma statique de la poutre principale.

2.2 Combinaisons des charges

• ELU

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

$$q_u = 1,35 \times [0,422 + (7,51 \times 0,15)] + 1,5 \times 1 \times 0,15$$

$$q_u = 2,32 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

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

$$q_{ser} = [0,422 + (7,51 \times 0,15)] + 1 \times 0,15$$

$$q_{ser} = 1,70 \text{ KN/ml.}$$

2.3 Largeur de la dalle collaborant (Largeur Effective)

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

$$\text{appui.} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4,8}{8} = 1,2 \text{ m} \quad \text{Avec : } l_0 \text{ Longueur libre d'une poutre simplement} \\ b_{eff} = \text{inf} \end{array} \right.$$

$$b = 3,4 \text{ m}$$

b Entraxe entre les poutres.

$$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,2 \text{ m}$$

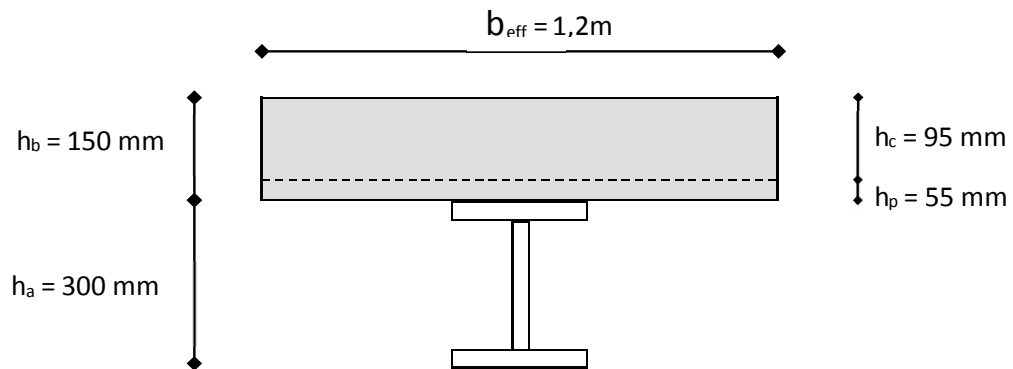


Figure II. 6: Largeur participante de la dalle.

2.4 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_{\text{c}} = (0,57 \times 25 \times 1200 \times 95) \times 10^{-3} = 1624,5 \text{ KN.}$$

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

$$R_{\text{béton}} = 1624,5 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 1405,79 \text{ KN.}$$

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

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 2,32 \text{ KN/ml.} \\ q_{\text{ser}} = 1,70 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Le moment appliqué :

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

$$M_{\text{sd}} = \frac{2,32 \times (4,80)^2}{8} + \left(66,44 \times \frac{4,80}{2} \right) = 166,14 \text{ KN. m.}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = 1405,79 \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405,79 \times 95}{2 \times 1624,5} \right) \right] \times 10^{-3} = 363,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 166,14 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 363,95 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

Où :

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

A_v : aire de cisaillement.

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

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

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 2567,97 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 407,72 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = Ru + \frac{qu \times L}{2} = 66,44 + \frac{2,32 \times 4,8}{2} = 72,01 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 72,01 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 407,71 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 72,01 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 203,86 \text{ KN} \Rightarrow$ 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**

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 1,70 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 48,58 \text{ KN.} \\ L = 4,80 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 8356 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

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

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

$$v = A_a / A_b = 0,047.$$

$$I_c = \frac{5381(95+2 \times 55+300)^2}{4(1+15 \times 0.047)} + \frac{1200 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356.10^4 = 290,50.10^6 \text{ mm}^4 .$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{qser} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_c}$$

$$f_{qser} = \frac{5 \times 1,70 \times 4800^4}{384 \times 2,1.10^5 \times 290,50.10^6} + \frac{19 \times 48,58 \times 4800^3}{384 \times 2,1.10^5 \times 290,50.10^6} = 0,19 \text{ mm.}$$

$$f^{\max} = 0,19 + 0,45 = 0,64 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 19,2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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.

γ_v = 1,25.

α = 1..... si $\frac{h}{d} > 4$.

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

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

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

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

$P_{rd} = 51,34$ 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 :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1624,5 ; 1405,79) = 1405,79 \text{ KN.}$$

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

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 :

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

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{\text{br}} - 1} = \frac{4800}{56 - 1} = 87,27 \text{ mm}$$

$\text{Esp} = 120,69 \text{ mm} < 95 \text{ mm}$Condition n'est pas vérifiée.

On opte pour $\text{Esp} = 110 \text{ mm}$.

On opte pour une connexion partielle :

$$N_{\text{cp}} = N_{\text{bre}} \times (0,25 + 0,03L) = 56 \times (0,25 + 0,03 \times 4,8) = 22.$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{\text{br}} - 1} = \frac{4800}{22 - 1} = 228,6 \text{ mm}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

On opte pour Esp = 200 mm.

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

Tableau II. 5: Les poutres principales de la structure.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etages habitations	Etage commerce
Poutre principale	IPE 300	IPE 300	IPE 300

❖ Poutres Secondaires

• Plancher terrasse inaccessible

La poutre secondaire la plus sollicitée à une longueur L=3,5 m, L'entraxe entre les poutres est de 1,55 m.

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

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{3500}{25} \leq H \leq \frac{3500}{15} \Rightarrow 140\text{mm} \leq H \leq 234\text{mm}.$$

On choisit un **IPE 220**.

❖ Caractéristiques de poutre utilisée IPE 220

Tableau II. 6: 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

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

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

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

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

$$\varepsilon = 0,92.$$

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..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2.$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2.$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2.$

1.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les poutres est de 1,55 m.

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times 1,55] + 1,5 \times q_c \times 1,55$$

$$q_u = 1,35 \times [0,262 + (3,75 + 0,15) \times 1,55] + 1,5 \times 0,75 \times 1,55$$

$$q_u = 10,26 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

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

$$q_{ser} = [0,262 + (3,75 + 0,15) \times 1,55] + 0,75 \times 1,55$$

$$q_{ser} = 7,47 \text{ KN/ml.}$$

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 10,26 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 7,47 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Le moment appliqué

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} = \frac{10,26 \times 3,5^2}{8} = 15,71 \text{ KN. m.}$$

Moment résistant plastique

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

$$M_{sd} = 15,71 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 78,49 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'effort tranchant**

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

Où

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

A_v : aire de cisaillement.

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

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

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

$$V_{sd} = \frac{10,26 \times 3,5}{2} = 17,96 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 17,96 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 252,62 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 17,96 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 126,31 \text{ KN} \Rightarrow$ 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**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 7,47 \text{ KN/ml.} \\ L = 3,5\text{m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 2772 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

Donc on aura $f^{\max} = \frac{5 \times 7,47 \times (3500^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 2,51\text{mm.}$

Et la flèche admissible est $f^{\text{adm}} = \frac{3500}{250} = 14\text{mm.}$

$$f^{\max} = 2,51\text{mm} \leq f^{\text{adm}} = 14\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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..... $G = 7,51 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$

2.1 Combinaisons des charges

L'entraxe entre les poutres est de 1,55 m.

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 1,55)] + 1,5 \times Q \times 1,55$$
$$q_u = 1,35 \times [0,262 + (7,51 \times 1,55)] + 1,5 \times 1 \times 1,55$$
$$q_u = 18,39 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

$$q_{\text{ser}} = [g_p + (G \times 1,55)] + Q \times 1,55$$
$$q_{\text{ser}} = [0,262 + (7,51 \times 1,55)] + 1 \times 1,55$$
$$q_{\text{ser}} = 13,45 \text{ KN/ml.}$$

2.2 Largeur de la dalle collaborant (Largeur Effective)

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 3,5}{8} = 0,880 \text{ m} \quad \text{Avec : } l_0 \text{ Longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b = 1,55 \text{ m} \quad \text{b Entraxe entre les poutres.} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 0,880 \text{ m.}$

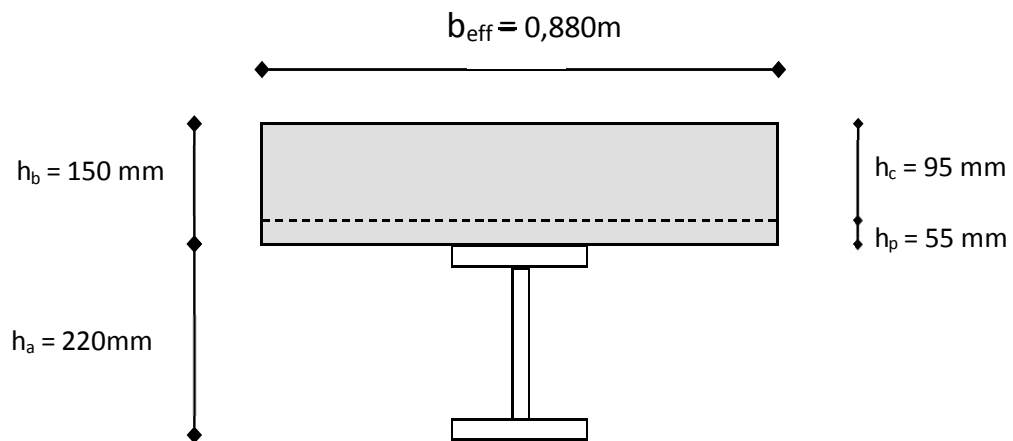


Figure II. 7: Largeur participante de la dalle.

2.3 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 880 \times 95) \times 10^{-3} = 1191,3 \text{ KN.}$$

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

$$R_{\text{béton}} = 1191,3 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 872,58 \text{ KN.}$$

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

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

2.4 Vérification

➤ La flexion :

Le moment appliqué

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{18,39 \times 3,5^2}{8} = 28,16 \text{KN.m}$$

Moment résistant plastique

$$M_{pl,rd} = 872,58 \left[\frac{220}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{872,58 \times 95}{2 \times 1191,3} \right) \right] \times 10^{-3} = 196,51 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 28,16 \text{KN.m} < M_{pl,rd} = 196,51 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

Où

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

A_v : aire de cisaillement.

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

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

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

$$V_{sd} = \frac{18,39 \times 3,5}{2} = 32,18 \text{ KN.}$$

$$V_{SD} = 32,18 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 252,62 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 32,18 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 126,31 \text{ KN} \Rightarrow$ 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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 13,45 \text{ KN/ml.} \\ L = 3,5 \text{m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

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

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

$$v = A_a / A_b = 0,035.$$

$$I_c = \frac{3340(95+2 \times 55+220)^2}{4(1+15 \times 0.035)} + \frac{880 \times 95^3}{12 \times 15} + 2772 \cdot 10^4 = 130,81 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 .$$

La valeur de la flèche maximale $f^{\max} = \frac{5 \times 13,45 \times (3500^4)}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 130,81 \times 10^6} = 1 \text{ mm}.$

Et la flèche admissible est $f^{\text{adm}} = \frac{3500}{250} = 14 \text{ mm}$

$$f^{\max} = 1 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_{\text{tot}} = 1 + 2,51 = 3,51 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3 Calcul des connecteurs (connexion totale)

Type goujon Hauteur : h = 95 mm.

Diamètre : d = 19 mm.

3.1 Détermination de 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 : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$

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 :

$$K_r = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{hp} \times \left[\frac{hsc}{hp} - 1 \right] = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 < 1.$$

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_o : Largeur moyenne de la nervure ($b_o = 88.5$ 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 :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1191,3 ; 872,58) = 872,58 \text{ KN.}$$

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

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 :

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

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr}-1} = \frac{3500}{30-1} = 120,69 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = 120,69 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour $\text{Esp} = 110$ mm.

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

Tableau II. 7: Les poutres secondaires de la structure.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etages habitations	Etage commerce
Poutre secondaire	IPE 220	IPE 220	IPE 220

II.4.3 Pré-dimensionnement des Poteaux

II.4.3.1 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.4.3.2 Principe de calcul

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

❖ Etapes 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 : $S = 4,6 \times 3,4 = 15,64 \text{ m}^2$.
- Poteau d'angle : $S = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ m}^2$.
- Poteau de rive : $S = 4,6 \times 1,5 = 6,9 \text{ m}^2$.

❖ La descente des charges

Charge permanente

$$G = G_{\text{(terrasse, courant)}} \times S_{\text{poteau}} + g_{pp} \times L_1 + g_{ps} \times L_2 + g_s \times L_3.$$

$G_{\text{(terrasse, courant)}}$: 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 (IPE180).

S : surface reprise par le poteau

$$G_{\text{terrasse}} = 7,51 \text{ KN/m}^2. \quad G_{\text{courant}} = 5,44 \text{ KN/m}^2. \quad g_{pp} = 0,422 \text{ KN/ml.}$$

$$g_{ps} = 0,26 \text{ KN/ml.} \quad g_s = 0,188 \text{ KN/ml.} \quad L_1 = 4,6 \text{ m.} \quad L_2 = 3,4 \text{ m.} \quad L_3 = 3,4 \text{ m.}$$

A. Poteau central (3-4)

$$S = 15,64\text{m}^2.$$

Tableau II. 8: La descente de charge permanente de poteau central.

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
12 ^{ème} étage	120,93	120,93
11 ^{ème} étage	88,55	209,48
10 ^{ème} étage	88,55	298,03
9 ^{ème} étage	88,55	386,58
8 ^{ème} étage	88,55	475,13
7 ^{ème} étage	88,55	563,68
6 ^{ème} étage	88,55	652,23
5 ^{ème} étage	88,55	740,78
4 ^{ème} étage	88,55	829,33
3 ^{ème} étage	88,55	917,88
2 ^{ème} étage	88,55	1006,43
1 ^{er} étage	88,55	1094,98
RDC	88,55	1183,53

B. Poteau d'angle (4-1)

$$S = 3,6\text{m}^2.$$

Tableau II. 9: La descente de charge permanente de poteau d'angle.

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
12 ^{ème} étage	30,51	30,51
11 ^{ème} étage	23,06	53,57
10 ^{ème} étage	23,06	76,63
9 ^{ème} étage	23,06	99,69
8 ^{ème} étage	23,06	122,75
7 ^{ème} étage	23,06	145,81
6 ^{ème} étage	23,06	168,87
5 ^{ème} étage	23,06	191,93
4 ^{ème} étage	23,06	214,93
3 ^{ème} étage	23,06	238,05

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

2^{ème} étage	23,06	261,11
1^{er} étage	23,06	284,17
RDC	23,06	307,23

C. Poteau de rive (3-1)

$$S = 6,9\text{m}^2$$

Tableau II. 10: La descente de charge permanente de poteau de rive.

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
12^{ème} étage	55,29	55,29
11^{ème} étage	41,01	96,30
10^{ème} étage	41,01	173,31
9^{ème} étage	41,01	178,32
8^{ème} étage	41,01	219,33
7^{ème} étage	41,01	260,34
6^{ème} étage	41,01	301,35
5^{ème} étage	41,01	342,36
4^{ème} étage	41,01	383,37
3^{ème} étage	41,01	424,38
2^{ème} étage	41,01	465,39
1^{er} étage	41,01	506,40
RDC	41,01	547,41

Charge d'exploitation

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

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

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

Tableau II. 11: 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	$\sum_0 = Q_0 = 1$	3,6	15,64	6,9
12 ^{ème} étage	$\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 2,5$	9	39,10	17,25
11 ^{ème} étage	$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2) = 3,85$	13,86	60,21	26,57
10 ^{ème} étage	$\sum_3 = Q_0 + 0,90(Q_1+Q_2+Q_3) = 5,05$	18,18	78,98	34,85
9 ^{ème} étage	$\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 6,10$	21,96	95,40	42,09
8 ^{ème} étage	$\sum_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 7$	25,20	109,48	48,30
7 ^{ème} étage	$\sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 7,75$	27,90	121,21	53,48
6 ^{ème} étage	$\sum_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = 8,497$	30,59	132,89	58,63
5 ^{ème} étage	$\sum_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8) = 9,244$	33,28	144,58	63,78
4 ^{ème} étage	$\sum_9 = Q_0 + 0,666(Q_1 + \dots + Q_9) = 9,991$	35,97	156,26	68,94
3 ^{ème} étage	$\sum_{10} = Q_0 + 0,650(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 10,75$	38,70	168,13	74,18
2 ^{ème} étage	$\sum_{11} = Q_0 + 0,636(Q_1 + \dots + Q_{11}) = 11,494$	41,38	179,77	79,31
1 ^{er} étage	$\sum_{12} = Q_0 + 0,625(Q_1 + \dots + Q_{12}) = 12,25$	44,10	191,59	84,53
RDC	$\sum_{13} = Q_0 + 0,615(Q_1 + \dots + Q_{13}) = 15,145$	54,52	236,87	104,50

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

❖ **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. 12: Les efforts normaux, les sections, et le choix des profilés.

Niveau	Effort normal (KN)	Section (cm ²)	Profilés	Section choisi (cm ²)
12 ^{ème} étage	221,91	8,06	HEA 140	31,42
11 ^{ème} étage	373,11	13,57	HEA 200	53,83
10 ^{ème} étage	520,81	18,94	HEA 200	53,83
9 ^{ème} étage	664,98	24,18	HEA 200	53,83
8 ^{ème} étage	805,65	29,30	HEA 240	76,84
7 ^{ème} étage	942,78	34,28	HEA 240	76,84
6 ^{ème} étage	1079,85	39,27	HEA 240	76,84
5 ^{ème} étage	1216,92	44,25	HEA 260	86,82
4 ^{ème} étage	1353,99	49,24	HEA 260	86,82
3 ^{ème} étage	1491,33	54,23	HEA 260	86,82
2 ^{ème} étage	1628,34	59,21	HEA 300	112,5
1 ^{er} étage	1765,61	64,20	HEA 300	112,5
RDC	1953,07	71,02	HEA 300	112,5

❖ **Vérification des poteaux**

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

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

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

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

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

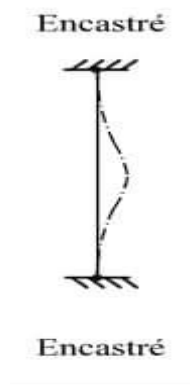
α : facteur d'imperfection se déduit du tableau suivant :

Tableau II. 13: Facteur d'imperfection α .

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

Remarque

Les poteaux sont doublement encastrés dans les deux sens.



• Vérification de flambement des poteaux de 12^{ème} étage

Tableau II. 14: Vérification de flambement des poteaux de 12^{ème} étage.

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda_z}$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{brd}}$
HEA140	29,67	48,30	0,56	0,34	0,718	0,857	0,857	673,17	221,91	Poteau stable

• Vérification de flambement des poteaux de niveau 11^{ème} étage jusqu'à 9^{ème} étage

Tableau II. 15: Vérification de flambement des poteaux de niveau 11^{ème} étage jusqu'à 9^{ème} étage

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda_z}$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{brd}}$
HEA200	20,53	34,14	0,395	0,34	0,61	0,93	0,93	1251,6	664,98	Poteau stable

- **Vérification de flambement des poteaux de niveau 8^{ème} étage jusqu'à 6^{ème} étage**

Tableau II. 16: Vérification de flambement des poteaux de niveau 8ème étage jusqu'à 6ème étage

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA240	16,92	28,34	0,328	0,34	0,58	0,94	0,94	1805,74	1079,85	Poteau stable

- **Vérification de flambement des poteaux de niveau 5^{ème} étage jusqu'à 3^{ème} étage**

Tableau II. 17: Vérification de flambement des poteaux de niveau 5ème étage jusqu'à 3ème étage.

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA260	15,50	26,15	0,303	0,34	0,563	0,96	0,96	2083,68	1491,33	Poteau stable

- **Vérification de flambement des poteaux de niveau 2^{er} étage jusqu'à RDC**

Tableau II. 18: Vérification de flambement des poteaux de niveau 2er étage jusqu'à RDC

Type de poteau	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	α_z	ϕ_z	χ_z	X_{min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA300	13,34	22,69	0,260	0,34	0,544	0,978	0,978	2750,63	1953,07	Poteau stable

II.5 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 → IPE 300

Les poutres secondaires → IPE 220

Les solives → IPE 180

Les poteaux

Tableau II. 19: Le choix finals des poteaux.

Les étages	Les profilés
12^{ème}	HEA 140
9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème}	HEA 200
6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}	HEA 240
3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}	HEA 260
RDC, 1^{er}, 2^{ème}	HEA 300

CHAPITRE III

ETUDE CLIMATIQUE

III.1 Effet de la neige

Le présent règlement (Règle Neige et Vent Algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de **240m**.

III.1.1 Action de la neige sur la construction

A) -Charges de neige sur sol

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre construction est dans la ZONE B

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

Notre projet avec $H=240m$ (l'altitude par rapport au niveau de mer)

$$S_k = \frac{0,04 \times 240 + 10}{100} = 0,196 \text{KN/ml.}$$

B) -Charge de neige sur la toiture

La charge minimale de neige par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Partie 3.1.1 RNV Version 2013}).$$

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

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures (**Tableau 6.2. RNVV2013**).

$\mu = 0,8$.

Alors : $S = 0,8 \times 0,192 = 0,158 \text{ kN/m}^2$.

III.2 Effet de la variation de la température

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique).

Dans cette étude, on n'a pas pris en compte l'effet de la température à cause des justifications suivantes :

- La longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m.
- La longueur de notre bâtiment est 46m, largement inférieure à 50m.

III.3 Effet du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au **Règlement Neige et Vent 2013**.

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.

III.3.1 Nature de la structure

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

- 1) Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1,2$.
- 2) Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1,2$.

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).

III.3.3 Données relatives au site

- ✓ Coefficient de topographe :Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0,05$.
- ✓ Zone I : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.3.RNV version 2013).
- ✓ Terrain catégorie : III (Tab 2.4.RNV version 2013).

D'après tableau (Tab 2.4.RNV version 2013) :

- Facteur de terrain : $K_t = 0,215$.
- Paramètre de rugosité : $Z_0 = 0,3$.
- Hauteur minimale : $Z_{min} = 5\text{m}$.
- Coefficient (ε) : $\varepsilon = 0,61$.

III.3.4 Direction du vent V1

➤ Hauteur de référence Z_e (§2.3.2.RNV version 2013)

$h = 46\text{m}$ $b = 29,1\text{m}$.

- ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$.

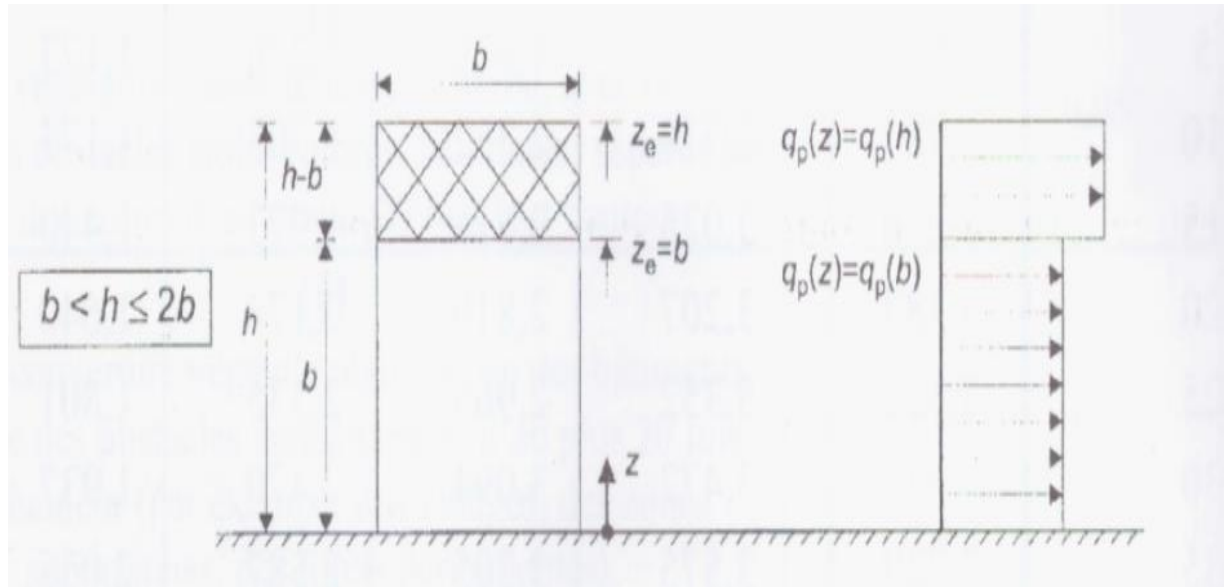


Figure III. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

III.3.4.1 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

$$Cr(Ze) = Kt \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Pour $Z_{min} \leq Ze \leq 200m$ (§2.4.4.RNV Version2013)

Tableau III. 1: Coefficient de rugosité.

Tronçon	Z [m]	Cr
De 0 à 29,1	29,1	0,98
De 29,1 à 46	46	1,08

b-Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 2: Coefficient topographique.

Tronçon	Z [m]	Ct
De 0 à 29,1	29,1	1
De 29,1 à 46	29,1	1

c-Intensité de turbulence

$$Iv(Ze) = \frac{1}{c_t(Ze) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \quad (\text{\$2.4.6.RNV Version2013}).$$

Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence.

Tronçon	Z [m]	Iv
De 0 à 29,1	29,1	0,21
De 29,1 à 46	29,1	0,19

d-Coefficient d'exposition

Le cas des 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. 4: Coefficient d'exposition.

Tronçon	Ze [m]	Ce
De 0 à 29,1	29,1	2,37
De 29,1 à 46	46	2,71

Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif.

Tronçon	Ze [m]	Cr	Ct	Iv	Ce	qp [N/m ²]
De 0 à 29,1	29,1	0,98	1	0,21	2,37	888,75
De 29,1 à 46	46	01,08	1	0,19	2,71	1016,25

III.3.4.2 Calcul de la pression due au vent

a)-Détermination de la pression dynamique

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

suivante : $W (z_j) = q_p (z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad (\S 2.5.2. RNV \text{ version } 2013).$

1-Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

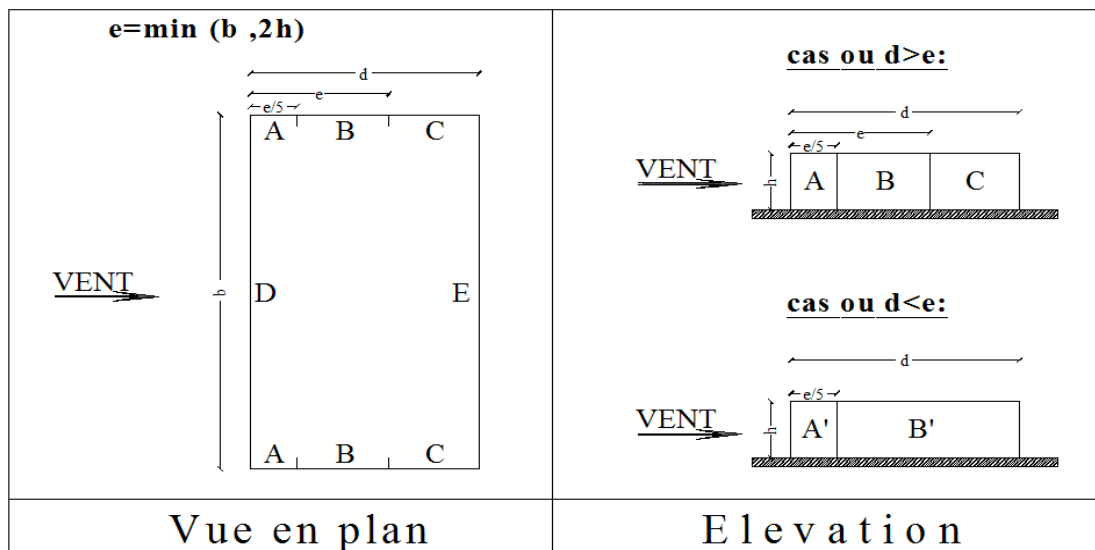


Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} (\text{\S 5.1.1.2 RNV Version 2013}).$$

Paroi verticale (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$C_{pe} = C_{pe,10}$ pour $S \geq 10,00 \text{ m}^2$.

- $b=29,1\text{m}$.
- $h=46 \text{ m}$.
- $d= 18,45\text{m}$.
- $e=\min [b ; 2 \times ht] \Rightarrow e=29,1 \text{ m}$.

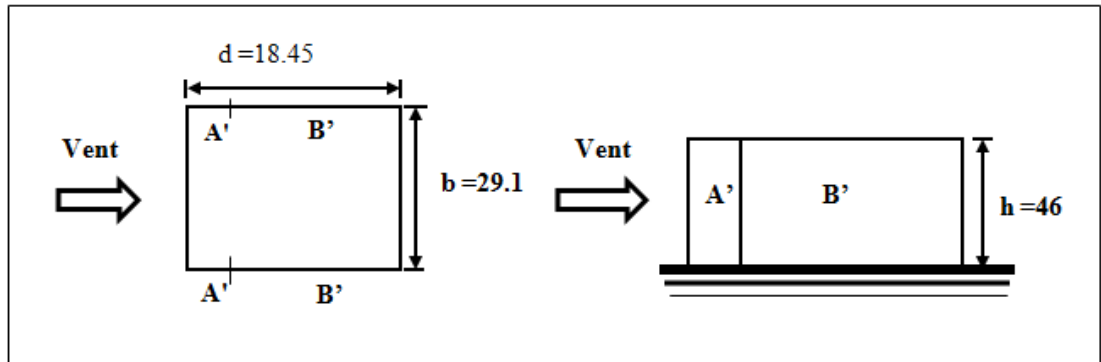


Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale

Tableau III. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1).

Zone	$S > 10\text{m}^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A'	267,72	-1
B'	1070,88	-0,8
D	1338,6	+0,8
E	1338,6	-0,3

III.3.4.3 Toiture

La hauteur de l'acrotère $h_p=0,6m$ nous avant une toiture plate selon (§5.1.3RNV Version 2013).

$$e = \min (b, 2h) = 29,1m.$$

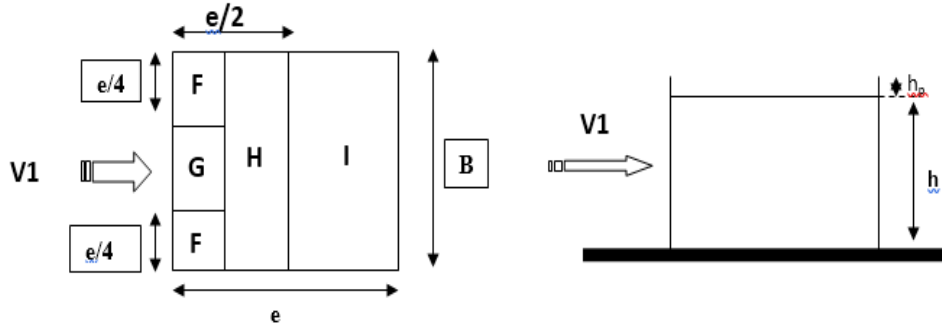


Figure III. 4: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

D'après le tableau (5.2) RNV 2013 on a : $h_p / h = 0,013$.

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 8: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1.

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
F	21,17	-1,6
G	42,34	-1,1
H	338,73	-0,7
I	113,49	-0,2

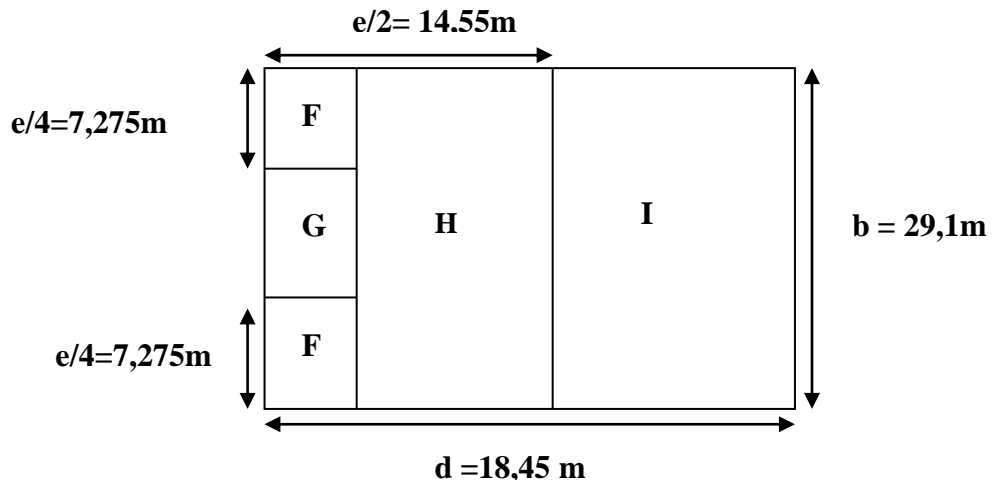


Figure III. 5: Légende pour les toitures plates.

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Donc :

$$\checkmark C_{pi} = -0,5 \text{ pour } \mu_{p1} = 1 \text{ et } \frac{h}{d} > 1.$$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 9: Récapitulatif (V1).

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	29,1	888,75	-1,6	-0,5	-977,62
	46	1016,25	-1,6	-0,5	-1117,88
G	29,1	888,75	-1,1	-0,5	-533,25
	46	1016,25	-1,1	-0,5	-609,75
H	29,1	888,75	-0,7	-0,5	-177,75
	46	1016,25	-0,7	-0,5	-203,25
I	29,1	888,75	-0,2	-0,5	-266,625
	46	1016,25	-0,2	-0,5	304,88

III.3.5 Direction V2

$h = 46\text{m}$ $b = 29,1\text{m}$.

III.3.5.1 Pression dynamique de pointe

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

$$q_p(Z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_e)$$

a- Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\text{min}} \leq Z_e \leq 200\text{m}.$$

Tableau III. 10: Coefficient de rugosité.

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 18,45	18,45	0,88
De 18,45 à 46	46	1,08

b- Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 11: Coefficient topographique.

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 18,45	18,45	1
De 18,45 à 46	46	1

c- Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{\text{min}} \leq Z.$$

Tableau III. 12: Coefficient Intensité de turbulence.

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 18,45	18,45	0,24
De 18,45 à 46	46	0,19

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. 13: Coefficient d'exposition.

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 18,45	18,45	2,31
De 18,45 à 46	46	2,17

Tableau III. 14: Tableau Récapitulatif.

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 18,45	18,45	0,88	1	0,24	2,31	866,25
De 18,45 à 46	46	1,08	1	0,19	2,71	1016,25

III.3.5.2 Calcul de la pression due au vent**a)-Détermination de la pression dynamique**

La pression dynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule

suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] (§2.5.2. RNV version 2013).

1-coefficients de pressions extérieures C_{pe}

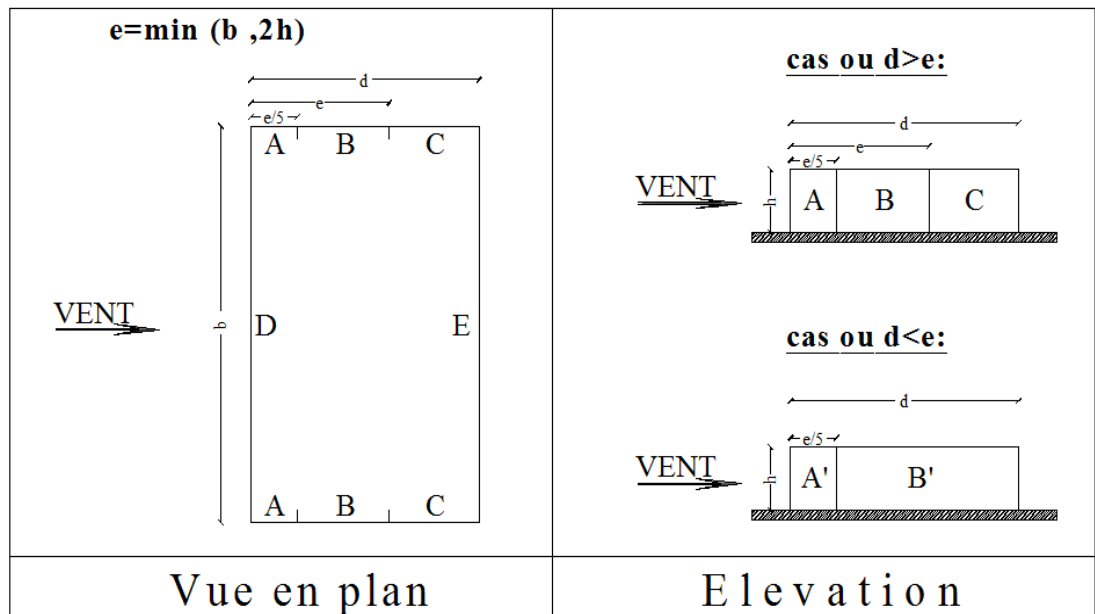


Figure III. 6: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,10} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} (\text{\S } 5.1.1.2 \text{ RNV Version 2013}).$$

Paroi vertical (V2)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2.$$

- $b = 18,45\text{m}$.
- $h = 46\text{m}$.
- $d = 29,1\text{m}$.
- $e = \min [b ; 2 \times h] \Rightarrow e = 18,45\text{m}$.

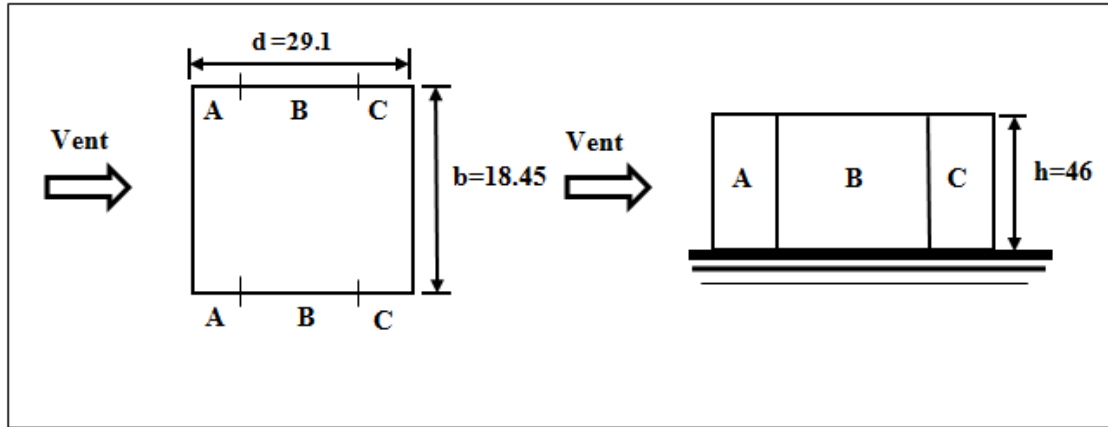


Figure III. 7: Légende pour la paroi verticale.

1-Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 15: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A	116,05	-1
B	464,20	-0,8
C	334,94	-0,5
D	581,82	+0,8
E	581,82	-0,3

2-Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} < 0.$$

$$\mu_{p1} = \frac{((2 \times 2,52) + (4 \times 1,44)) \times 13}{[(4 \times 2,52) + (8 \times 1,44)] \times 13 + 4,84} = 0,49.$$

$$\frac{h}{d} = \frac{46}{29,1} = 1,58 > 1.$$

Donc :

✓ $C_{pi1} = 0,1$ pour $\mu_{p1} = 0,49$ et $\frac{h}{d} > 1$.

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 16: Récapitulatif (V2).

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]
A	18,45	866,25	-1	0,1	-779,7
	46	1016,25	-1	0,1	-914,625
B	18,45	866,25	-0,8	0,1	-606,38
	46	1016,25	-0,8	0,1	711,38
C	18,45	866,25	-0,5	0,1	346,5
	46	1016,25	-0,5	0,1	-406,5
D	18,45	866,25	+0,8	0,1	779,7
	46	1016,25	+0,8	0,1	914,625
E	18,45	866,25	-0,3	0,1	173,25
	46	1016,25	-0,3	0,1	-203,25

III.3.5.3 Toiture

La hauteur de l'acrotère $h_p=0,6m$ nous avant une toiture plate.

$e = \min(b ; 2h) = 18,45m$.

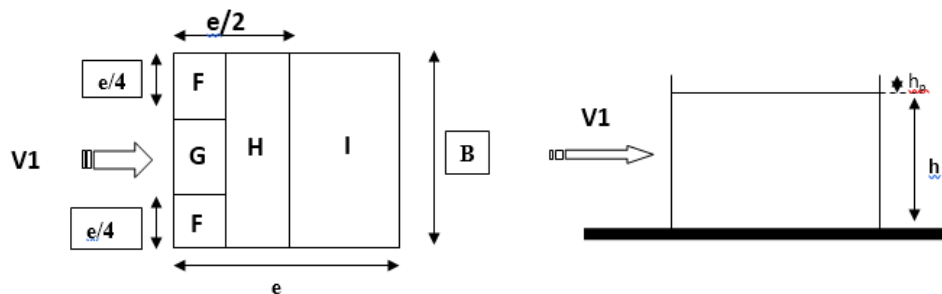


Figure III. 8: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

On a : $h_p / h = 0,01$.

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V2.

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
F	8,487	-1,6
G	17,02	-1,1
H	136,161	-0,7
I	366,69	-0,2

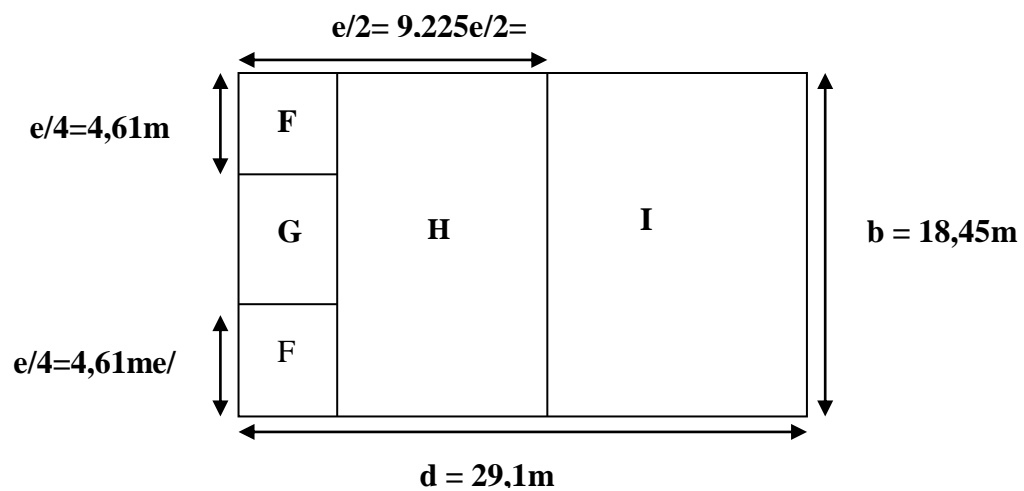


Figure III. 9: Légende pour les toitures plates.

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi}

$$\checkmark \frac{h}{d} > 1$$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 18: Récapitulatif (V2).

Zone	Z(m)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (z _j) [N/m ²]
F	18,45	866,25	-1,6	0,1	-1299,38
	46	1016,25	-1,6	0,1	-1524,38
G	18,45	866,25	-1,1	0,1	-866,25
	46	1016,25	-1,1	0,1	-1016,25
H	18,45	866,25	-0,7	0,1	-519,8
	46	1016,25	-0,7	0,1	-609,8
I	18,45	866,25	-0,2	0,1	86,625
	46	1016,25	-0,2	0,1	-101,625

III.3.6 Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires a (Au vent et sous le vent).

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h).$$

✓ Direction V1

$$2 \times (18,45 \times 46) \leq 4 \times (2 \times 29,1 \times 46)$$

$$1697,4 \leq 10708,8 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Direction V2

$2 \times (29,1 \times 46) \leq 4 \times (2 \times 18,45 \times 46)$ Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

$$2677,2 \leq 6789,6 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7 Action d'ensemble

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \quad [N] \quad (\S 2.6.1)$$

C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A)-Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \quad (\S 3.3. RNV \text{ version } 2013).$$

Z_{eq} (**En m**) : Hauteur équivalente de la construction.

$I_v(Z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $Z=Z_{eq}$.

Q^2 : Partie quasi-statique.

R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

✓ **Construction verticales telles que bâtiments.**

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 46 = 27,6 \text{ m} > Z_{min}$$

a- Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(Z_{eq})}\right)^{0,63}} \quad (\S 3.3.1. RNV \text{ version } 2013).$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction → b = 29,1m et h = 46m

$L_i(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

$$\left. \begin{aligned} L_i(Z_{eq}) &= 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^{\epsilon} \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ L_i(z) &= L_i(Z_{min}) \text{ pour } Z \leq Z_{min} \end{aligned} \right\} (\S 3.3.1. RNV \text{ version } 2013).$$

$$10 \text{ m} \leq 27,6 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \rightarrow L_i(27,6) = 300 \times \left(\frac{27,6}{200}\right)^{0,67} = 89,63.$$

$$\rightarrow Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(46+29,1)}{89,63}\right)^{0,63}} = 0,55.$$

b- Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivant :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_n \times R_h \times R_b \quad (\text{\S 3.3.2. RNV version 2013}).$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\longrightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$

δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

$\delta_s = 0,05$ (tableau 3.1 §3.3.2 RNV version 2013).

δ_a : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0.

$\delta_a = 0$ (§3.3.2. RNV version 2013).

Alors : $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$.

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad (\text{\S 3.3.2. RNV version 2013}).$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$n_{1,x}$: Fréquence fondamentale (§3.3.4 RNV version 2013).

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$$

f (en m) : Flèche de la structure dû au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche $f = \frac{h}{100}$.

h : Hauteur totale de la structure.

$$f = \frac{46}{100} = 0,46m.$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,46}} = 0,72.$$

$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$ Avec $V_{réf} = 25$ m/s.

$$C_r(z) = C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{27,6}{0,3}\right) = 0,97.$$

$$V_m(Z_{eq}) = 0,97 \times 1 \times 25 = 24,25m/s.$$

$$N_x = \frac{0,72 \times 89,63}{24,25} = 2,66.$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 2,66}{(1 + 10,2 \times 2,66)^{\frac{5}{3}}} = 0,069.$$

R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ avec : } \eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,66 \times 46}{89,63} = 7,88 \rightarrow R_h = 0,15.$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ avec : } \eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,66 \times 29,1}{89,63} = 3,97 \rightarrow R_b = 0,21.$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,069 \times 0,15 \times 0,21 = 0,21.$$

c- Facteur de pointe g

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\S 3.3.3. RNV99 V2013).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \rightarrow v = 0,72 \times \sqrt{\frac{0,21}{0,57 + 0,21}} = 0,37 \geq 0,08.$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,302)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,42)}} = 3,47 > 3.$$

$$I_v(z) = 0,22.$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,5 \times 0,22 \times \sqrt{0,57 + 0,21}}{1 + 7 \times 0,22} = 0,92 < 1.$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de $C_a=1$, d'après le règlement **RNV99 V2013**

Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Tableau III. 19: Récapitulatif pour les valeurs de C_d dans les deux directions.

	La direction	Le coefficient C_d
H =46 m B =29,1 m D=18,45	V1	0,92
H =46m B =18,45 m D=29,1	V2	0,96

B)- calcul de coefficient de forme

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda$$

$C_{f,0}$: Coefficient de force.

✓ **Direction V1**

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (\S 4.1.)$$

Constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif λ_e .

$$C_{f,0} = 2.3 \quad (\text{figure 4.4} \S 4.2 \text{ RNV 2013}).$$

$$\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70) \quad \text{donc } \lambda_e = 70.$$

$$\text{Pour } \psi = 1 \longrightarrow \psi_\lambda = 0.92 \quad (\mathbf{4.1. 1}).$$

$$C_f = 2,3 \times 0,92 = 2,2116.$$

✓ **Direction V2**

$$C_{f,0} = 1.0 \quad (\text{figure 4.4} \S 4.2 \text{ RNV 2013}).$$

$$\lambda_e = \max(0,7 \times l/b ; 70) \quad \text{donc } \lambda_e = 70.$$

Pour $\psi = 1 \longrightarrow \psi_\lambda = 0,92$ (§4.1. 1).

$$C_f = 1,0 \times 0,92 = 0,92.$$

Tableau III. 20: Force d'application d'ensemble direction V1.

Tronçon	H	L (m)	C_d	C_f	Q_p (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	F_w (KN)	F_w (KN) cumulé
0 à 29,1	29,1	29,1	0,92	2,116	888,75	846,81	1465,1	1465,1
29,1 à 46	16,9	29,1	0,92	2,116	1016,25	491,79	973	2438,1

Tableau III. 21: Force d'application d'ensemble direction V2.

Tronçon	H	L (m)	C_d	C_f	Q_p (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	F_w (KN)	F_w (KN) cumulé
0 à 18,45	18,45	18,45	0,96	0,92	866,25	340,40	260,43	260,43
18,45 à 46	27,55	18,45	0,96	0,92	1016,25	508,29	546,21	716,65

III.4 Conclusion

Afin de prendre le cas le plus défavorable, on doit comparer les résultats de l'étude vent par rapport les résultats sortant de l'étude sismique.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET

SISMIQUE

IV.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.

IV.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.

IV.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 **ROBOT structural Analysis 2019** 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 attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

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 $(\beta=0,2)$ 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.

IV.3.1 La méthode statique équivalente

a- Principe

Dans cette méthode le RPA propre 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.

IV.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.

IV.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.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(Formule (4.13) RPA 2003)}$$

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

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

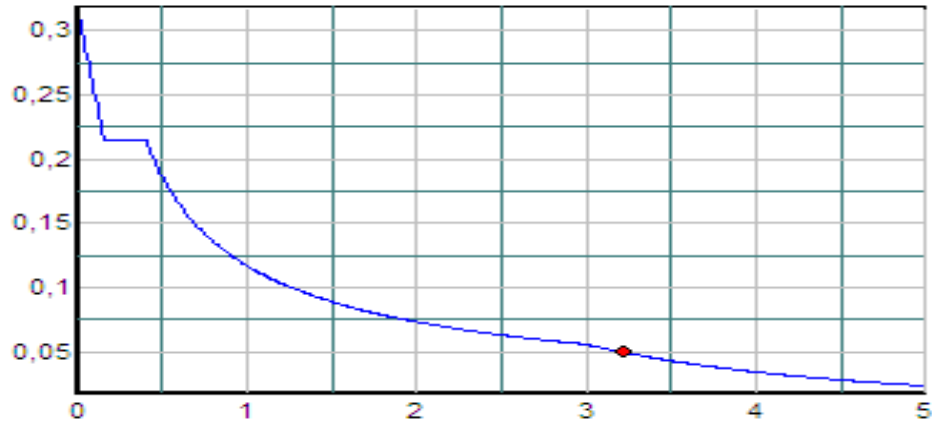


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

IV.3.2.2 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003)

- 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.

IV.3.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

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

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

IV.3.2.4 Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)

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 :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

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.

IV.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.

IV.4 Résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1 Dimensions de l'ouvrage

✓ Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 46 m.
- Hauteur du RDC : 3,40m.
- Hauteur d'étage courant : 3,40m.

✓ Dimensions en plan

- Largeur totale : 18,45m.
- Longueur totale : 29,1m.

IV.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 trois model qui convient plus à notre structure réelle. Tout d'abord

Modèle initial 1

On opte pour le model auto-stable ; on a fait le model auto-stable pour avoir une idée comportement de la structure.

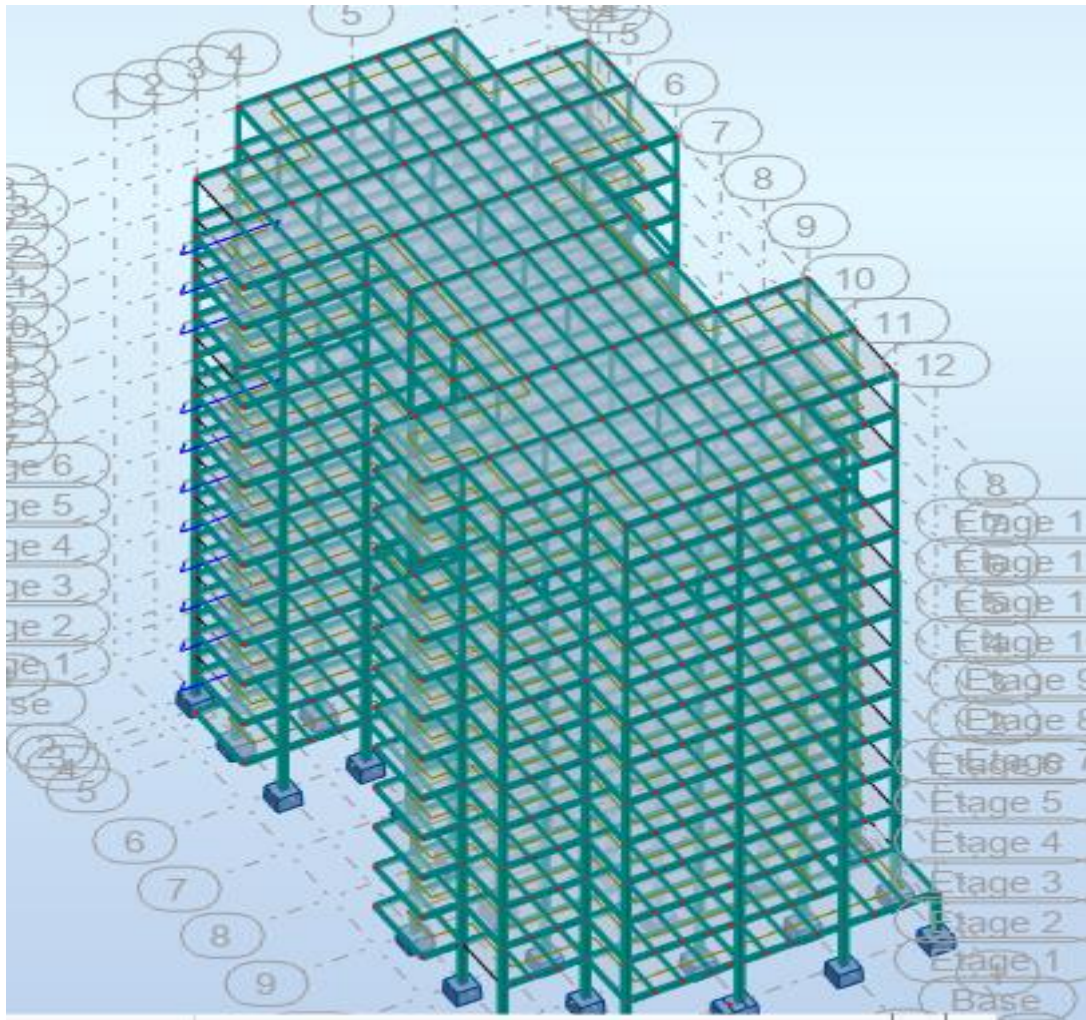


Figure IV. 2: vue en 3D du 1er modèle.

- **Constatation**

Tableau IV. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique du 1er modèle.

Mode	Période	Masses Cumulées %UX	Masses Cumulées %UY	Masses Cumulées %UZ	Masses Modale %UX	Masses Modale %UY	Masses Modale %UZ
1	4,06	63,09	00	0	63,09	00	0
2	3,48	63,09	60,53	0	00	60,53	0
3	3,36	63,09	63,48	0	00	2,95	0
4	2,41	82,42	63,48	0	19,33	00	0
5	1,47	82,42	82,39	0	00	18,90	0
6	1,45	83,99	82,47	0	1,58	0,08	0
7	1,44	85,60	82,54	0	1,61	0,07	0
8	1,06	91,11	85,54	0	5,51	00	0
9	0,88	91,11	85,80	0	00	3,26	0
10	0,86	91,11	85,81	0	00	0,01	0
11	0,76	93,47	85,81	0	2,36	4,85	0
12	0,65	93,47	90,56	0	0,04	0,50	0

a- Résultat de l'analyse dynamique (modèle initiale)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=4,06s$

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 12 mode suivant le sens (y-y), et le 8^{ème} mode suivant le sens (x-x).

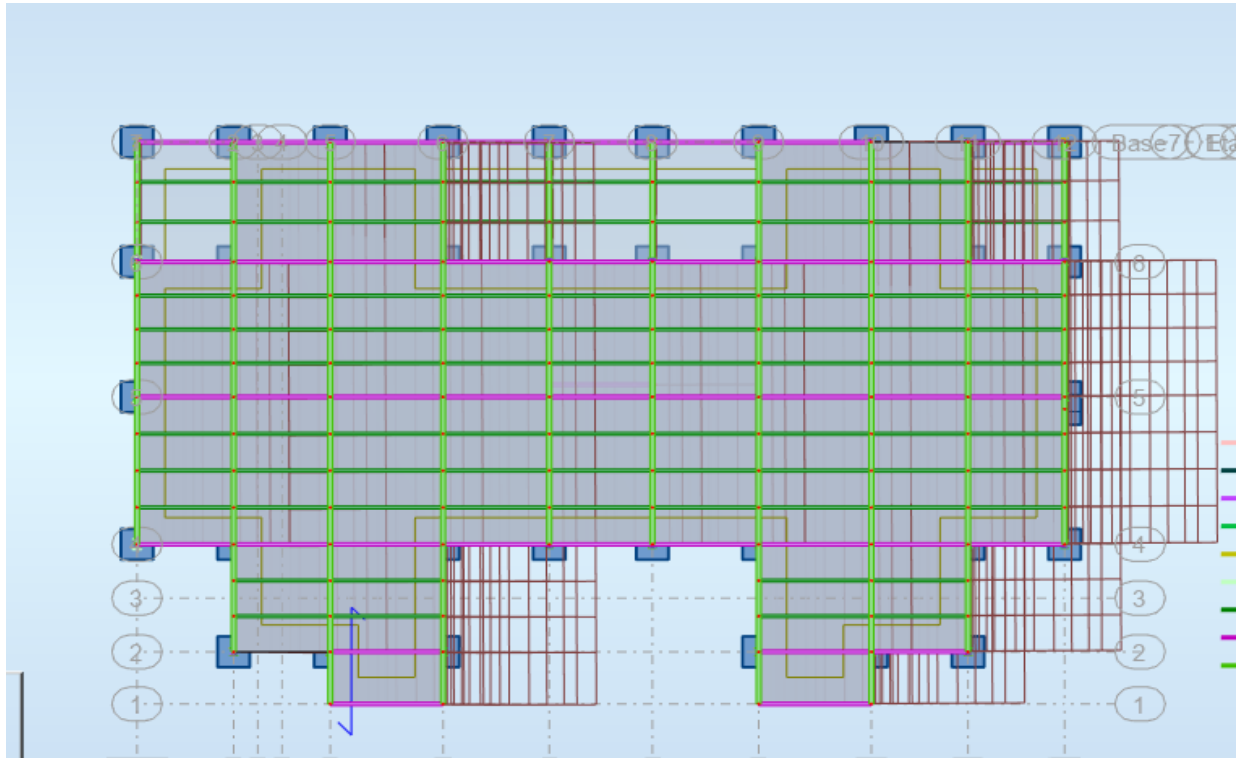


Figure IV. 3: 1er mode de translation(x-x).



Figure IV. 4: 2èmes modes de translation (y-y).

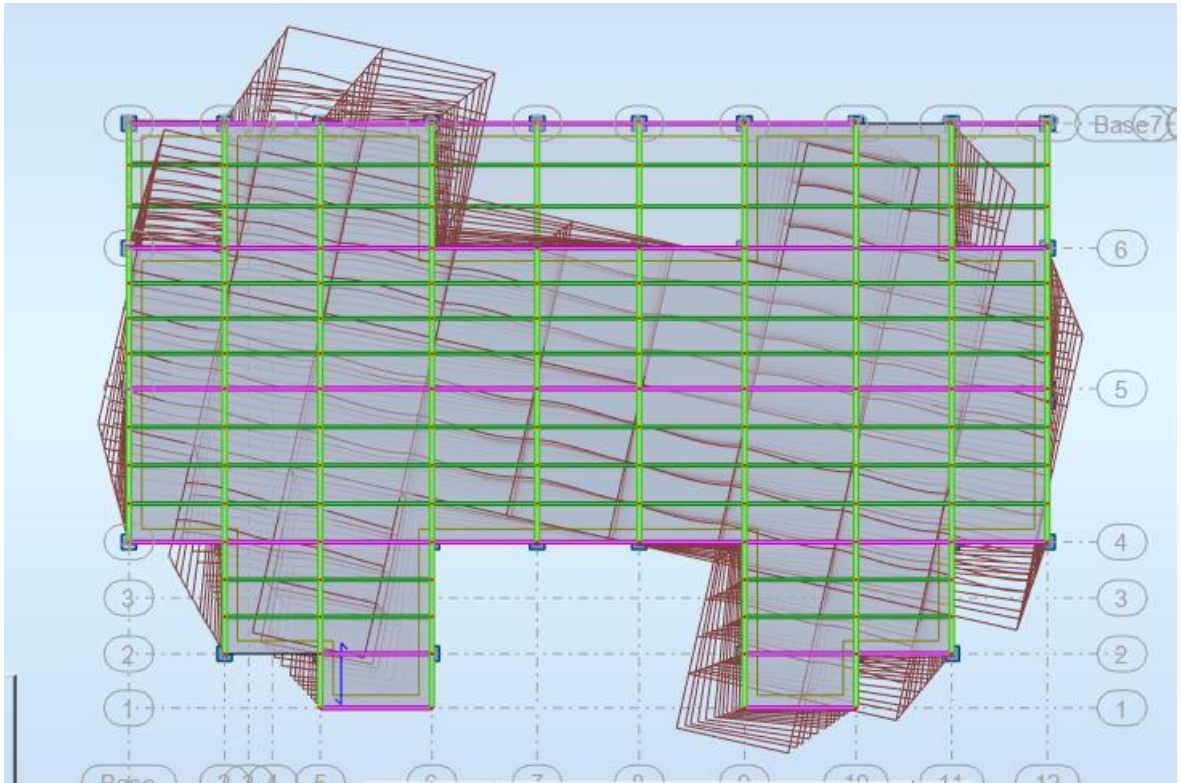


Figure IV. 5: 3émemode torsion.

Remarque

On remarque que la structure est trop souple.

Donc, il faut augmenter la rigidité de la structure, cela peut se faire :

-En rajoutant des contreventements dans la structure.

2^{ème} Modèle :

Pour cette étape on a ajouté des contreventements palés triangulés en X et V.

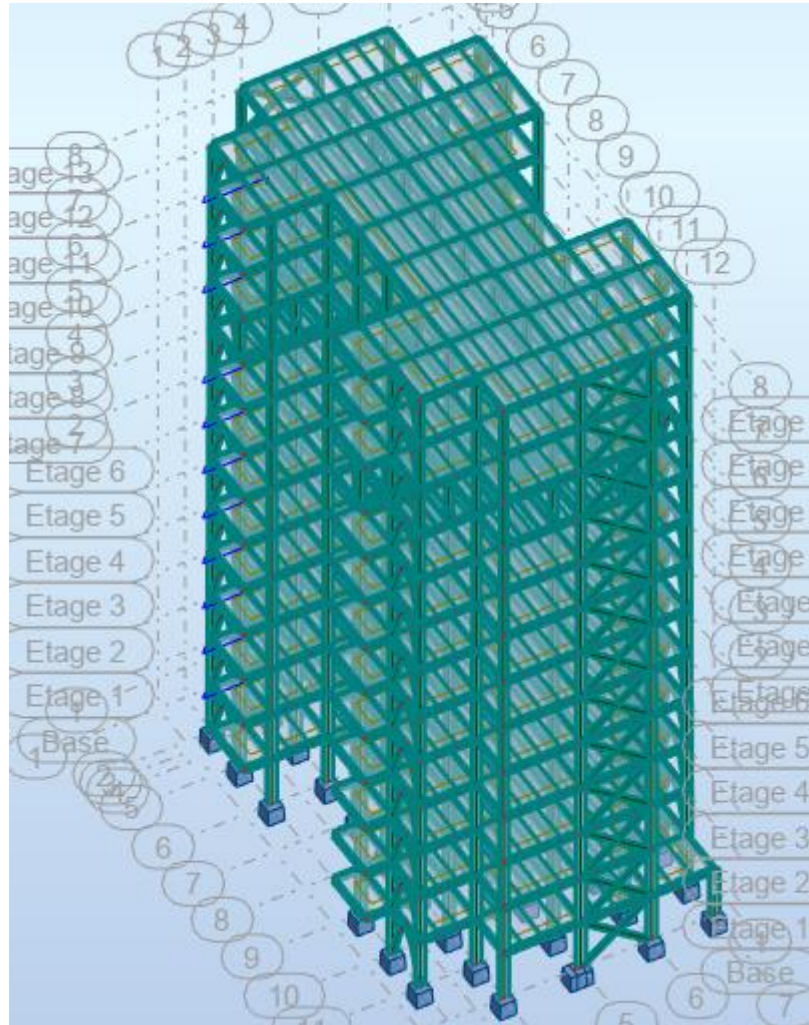


Figure IV. 6: Structure avec palées triangulées en X et en V.

- **Constatation**

Tableau IV. 2: Les périodes et les facteurs de participation massique du 2^{ème} modèle.

Mode	Période	Masse Cumulées UX %	Masse Cumulées UY%	Masse Cumul ées UZ%	Masse Modale UX%	Masse Modale UY%	Masse Modale UZ%
1	2,52	59,39	1,13	0,0	59,39	1.13	0,0
2	2,46	60,53	62,91	0,0	1,14	91.78	0,0
3	1,84	60,56	63,27	0,0	0,05	0.36	0,0
4	0,79	80,53	80,66	0,0	0,02	17,59	0,0
5	0,68	80,58	80,66	0,0	19,93	0,02	0,0
6	0,50	88,33	81,03	0,0	0,40	0,15	0,0
7	0,33	88,33	89,22	0,0	00	8,19	0,0
8	0,28	88,45	89,33	0,0	7,74	0,00	0,0
9	0,23	88,67	89,45	0,0	00	0,23	0,0
10	0,21	88,79	89,45	0,0	0,02	00	0,0
11	0,21	89,05	89,64	0,0	00	00	25,90
12	0,21	89,23	89,72	0,0	00	0,32	0,14
13	0,20	89,60	90,01	0,0	0,02	0,00	0,1
14	0,19	90,35	92,03	0,0	00	0,01	0,91

a- Résultat de l'analyse dynamique (2^{ème} modèle)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=2,52$ 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 torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 13 mode suivant le sens (y-y), et le 14^{ème} mode suivant le sens (x-x).

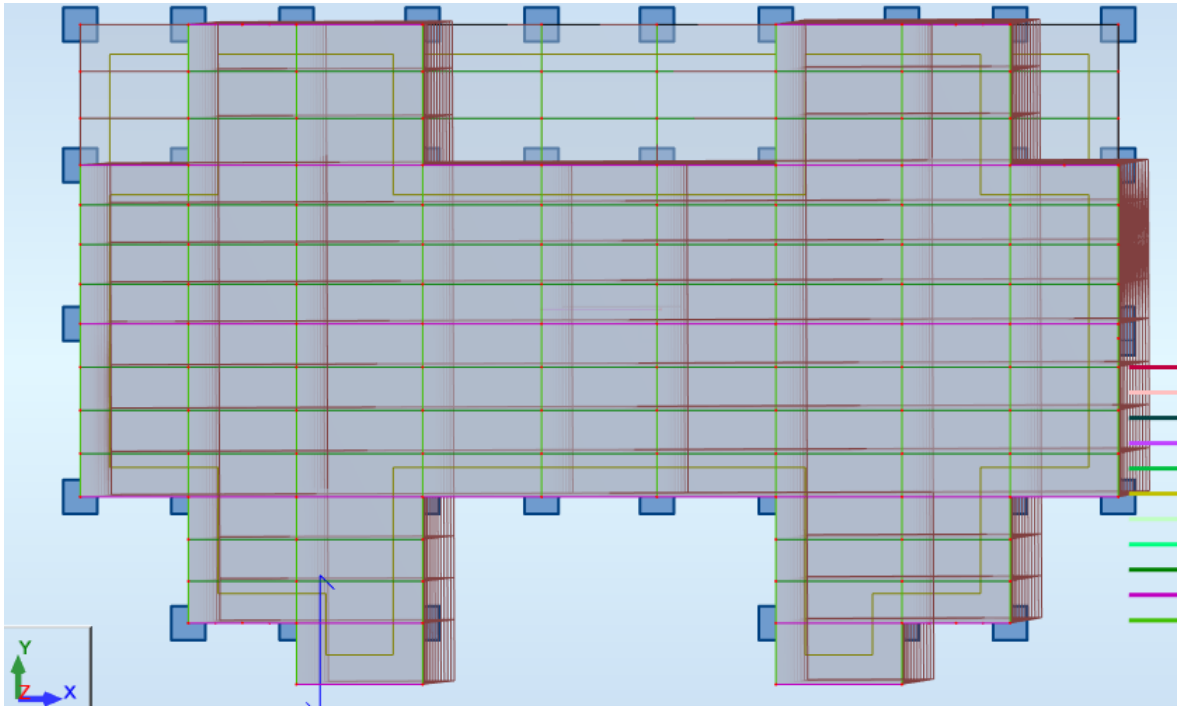


Figure IV. 7: 1er mode de translation (x-x).

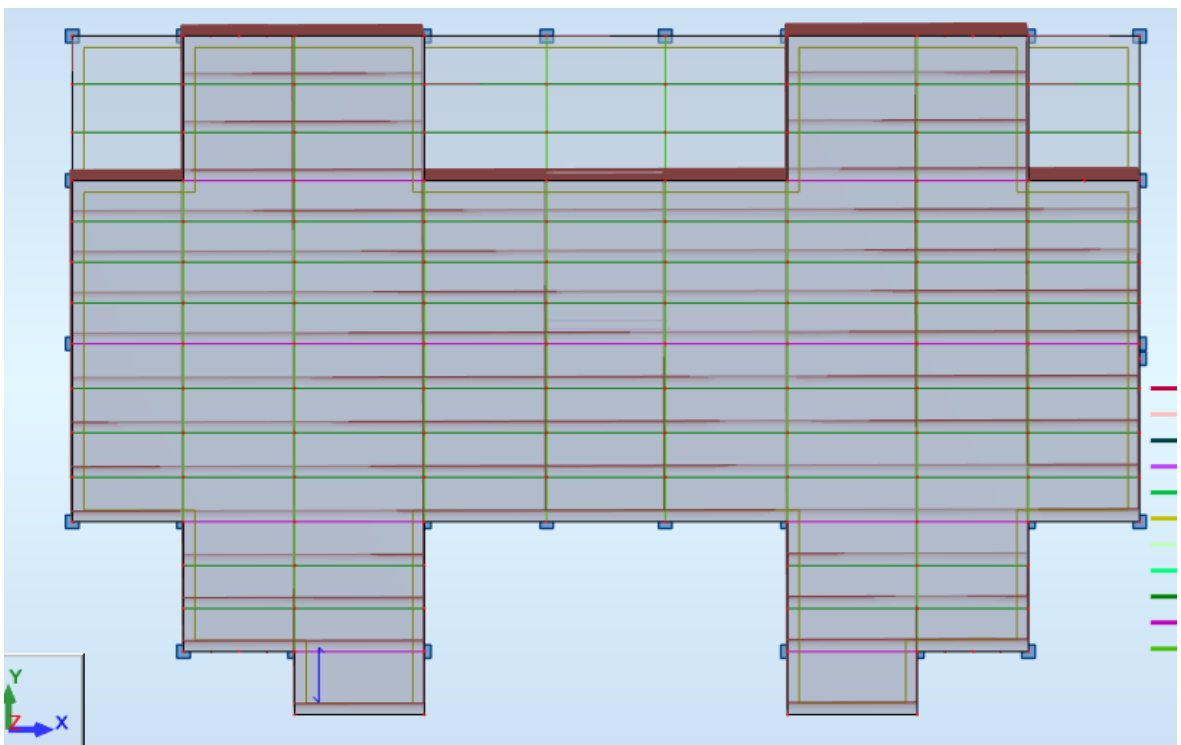


Figure IV. 8: 2ème mode translation (y-y).

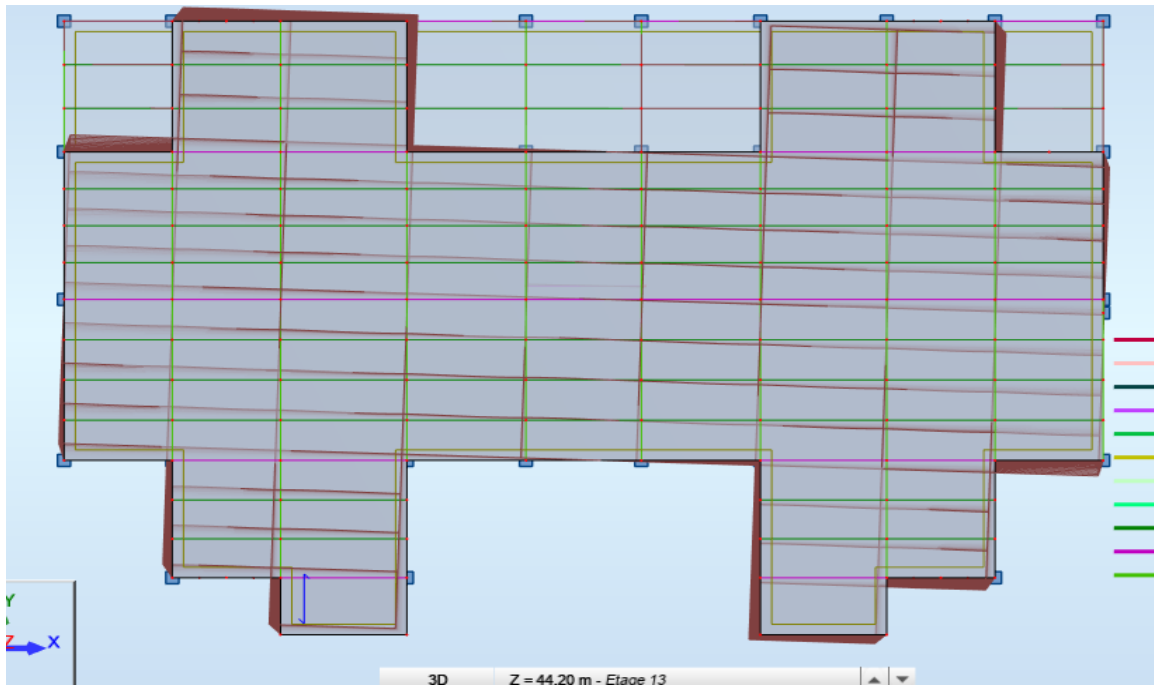


Figure IV. 9: 3ème mode torsion.

Modèle final

Dans ce model les résultats sont vérifiées

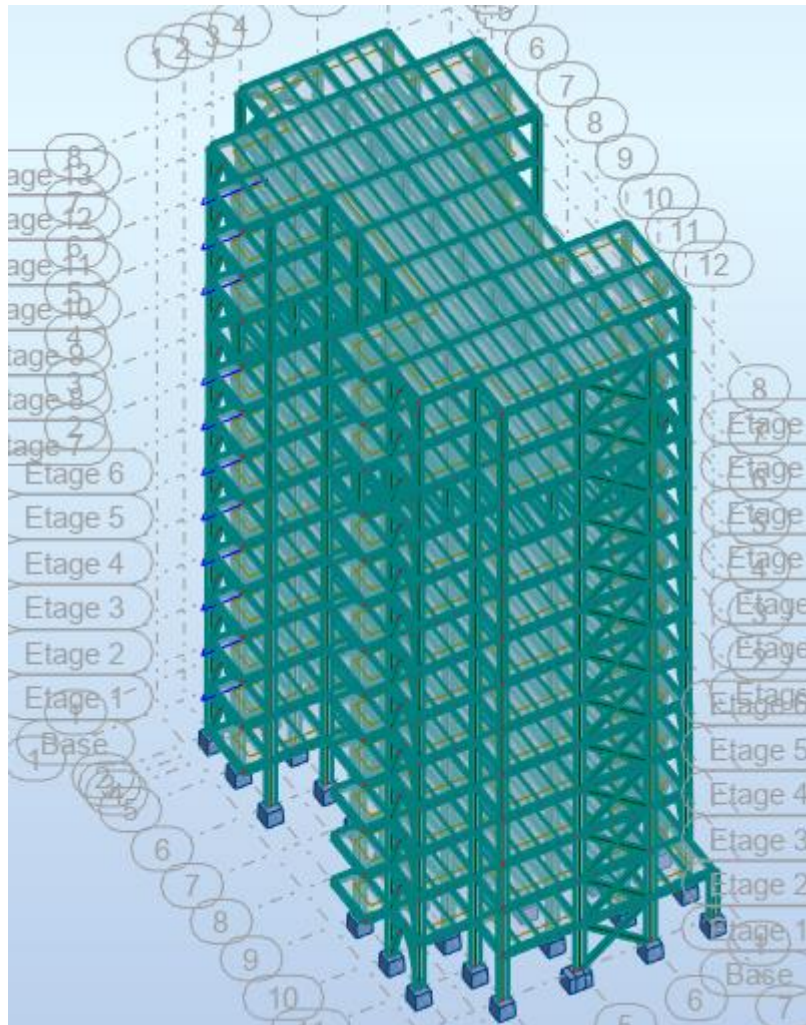


Figure IV. 10: model final avec contreventements en X et Y.

Les changements opérés sont

Tableau IV. 3: Changement des sections des (poteaux et poutres).

	Section	Précédente	Nouvelle
Poteaux	Du RDC au 2 ^{ème}	HEA 300	HEA 500
	Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème}	HEA260	HEA 450
	Du 6 ^{ème} au 8 ^{ème}	HEA 240	HEA400
	Du 9 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEA 200	HEA360
	12 ^{ème}	HEA 140	HEA340

	Section	Précédente	Nouvelle
	Poutres principales	IPE 300	HEA 340
	Poutres secondaires	IPE 220	HEA 320

- **Constatation**

Tableau IV. 4: Les résultats du modèle final.

Mode	Période	Masse Cumulées UX %	Masse Cumulée s UY%	Masse Cumulées UZ%	Masse Modale UX%	Masse Modale UY%	Masse Modale UZ%
1	1,30	68,58	0,00	0,00	68,58	0,00	0,00
2	1,00	66,59	70,26	0,00	0,00	70,25	0,00
3	0,83	66,82	70,39	0,00	0,03	0,13	0,00
4	0,36	84,66	85,37	0,00	18,04	0,00	0,00
5	0,32	84,57	85,39	0,00	0,00	14,98	0,00
6	0,26	84,58	85,39	0,00	0,02	0,02	0,00
7	0,18	91,57	91,51	0,00	6,98	0,00	0,00

Résultat de l'analyse dynamique (modèle final)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1,30$ 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 est un mode de torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 7^{ème} mode suivant les deux sens.

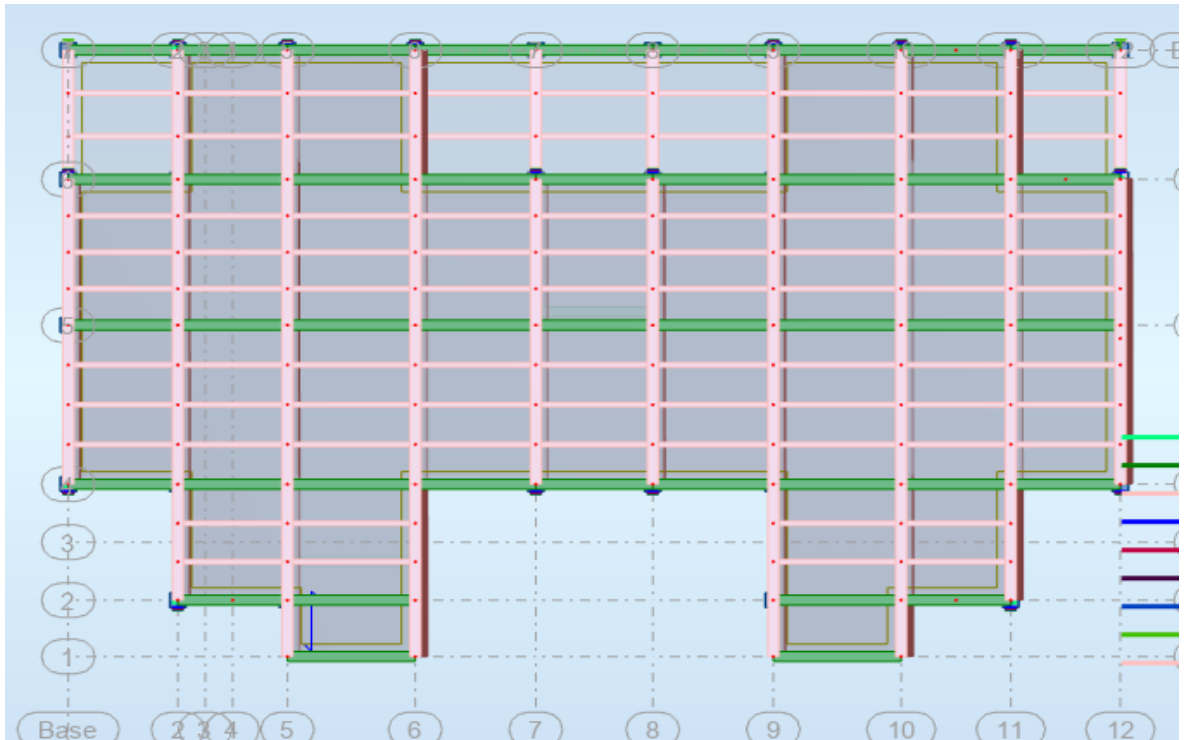


Figure IV. 11: 1er mode translation5(x-x).

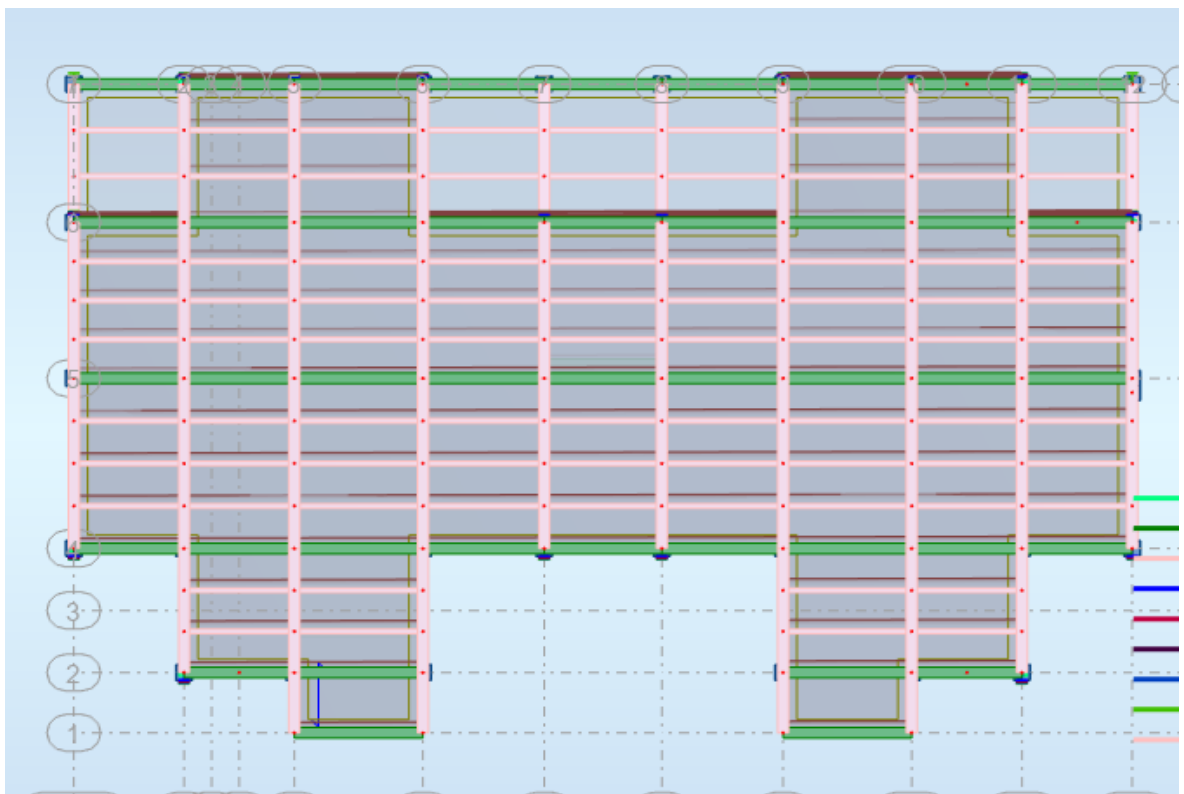


Figure IV. 12: 2ème mode translation (y-y).

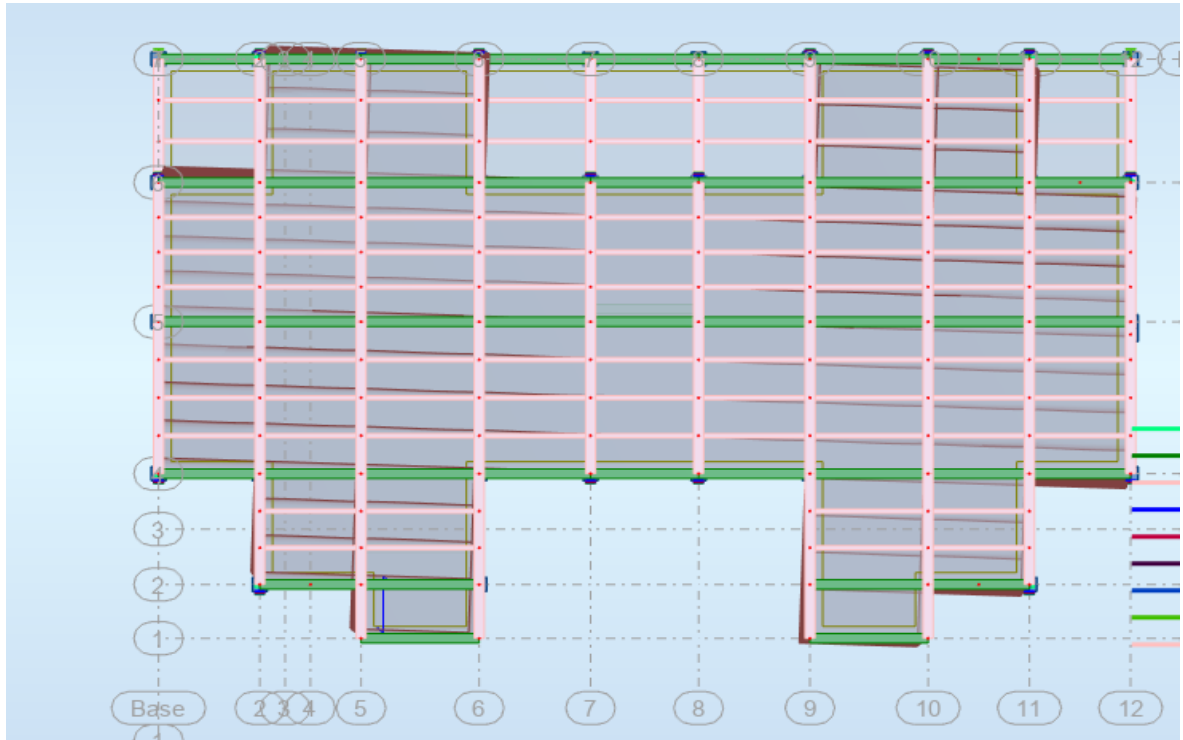


Figure IV. 13: 3ème mode torsion.

Remarque : ce modèle est satisfaisant vis –vis le comportement de la structure et la période fondamentale.

IV.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.

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots (4-6) \dots \dots \dots (1). \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \dots (4-7) \dots \dots \dots (2). \end{cases}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} D_x = 29,1m. \\ D_y = 18,45m. \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 46 \text{ m.}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) du RPA99/version2003.

$\Rightarrow C_T = 0,050$

\Rightarrow Contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{46}{\sqrt{29,1}} = 0,76s. \\ T_y = 0,09 \times \frac{46}{\sqrt{18,45}} = 0,96 s. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 46^{3/4} = 0,88s$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : $T_x = \min (0,76 ; 0,88) \Rightarrow T_x = 0,76s.$
- Sens (y-y) : $T_y = \min (0,96 ; 0,88) \Rightarrow T_y = 0,88 s.$
- $1,3 \times T_x = 0,98s.$
- $1,3 \times T_y = 1,14s.$

IV.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 citée dans le règlement parasismique :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

Tableau IV. 5: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
2	0,08	0,15	0.25

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(formule (4.2) RPA 2003)}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau (4.7) de RPA99/version 2003.

Tableau IV. 6: 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

Donc on est dans le 2^{ème} cas où

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases}$$

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

\eta : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement = 5% $\Rightarrow \eta = 1$.

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,76}\right)^{2/3} = 1,87. \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{1,14}\right)^{2/3} = 1,71. \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4$.

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 donné par le tableau (4.4) (RPA 99/version 2003).

Tableau IV. 7: Facteur de qualité.

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0	Non	0
Redondance en plan	Non	0	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1	Oui	0

Q_x=1,10

Q_y=1,10

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage habitation (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

W=364930,50KN (calcul automatique).

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,87 \times 1,1}{4} \times 36930,50 = 3070,94 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,71 \times 1,1}{4} \times 36930,50 = 2808,18 \text{ KN.}$$

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a

$$V_{t_x} = 1940,15\text{KN} \longrightarrow 0,8 \times V_x = 2456,73\text{KN}$$

$$V_{t_y} = 2147,05\text{KN} \longrightarrow 0,8 \times V_y = 2246,54 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow V_{t_x} \geq 0,8 \times V_x \quad \text{Non vérifiée.}$$

$$\longrightarrow V_{t_y} \geq 0,8 \times V_y \quad \text{Non vérifiée.}$$

- Il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (force, déplacement, moment)

Par la valeur de rapport

$$r_x = \frac{0,8V_x}{V_{t_x}} = \frac{2456,73}{1940,15} = 1,26$$

$$r_y = \frac{0,8V_y}{V_{t_y}} = \frac{2246,54}{2147,05} = 1,04$$

Alors $V_{t_x} = 2525,78$ et $V_{t_y} = 2361,76$.

$$V_{t_x} \geq 0,8 \times V_x \quad \text{Vérifiée.}$$

$$V_{t_y} \geq 0,8 \times V_y \quad \text{Vérifiée.}$$

IV.7 Vérification des déplacements inter-étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter-étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta}$: est le déplacement admissible

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$ où h_e est la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Tableau IV. 8: Vérification déplacement inter-étages X.

Niveau	δ_{kx}	$\delta_{(k-1)x}$	Δ_x	H/100	observation
RDC	0,4	0	0,4	3,4	vérifiée
1	1,2	0,4	0,8	3,4	vérifiée
2	2,4	1,2	0,8	3,4	vérifiée
3	4	2,4	1,6	3,4	vérifiée
4	5,6	4	1,6	3,4	vérifiée
5	6	5,6	1,6	3,4	vérifiée
6	8,8	6	1,6	3,4	vérifiée
7	10,4	8,8	1,6	3,4	vérifiée
8	12	10,4	1,6	3,4	vérifiée
9	13,6	12	1,6	3,4	vérifiée
10	14,8	13,6	1,6	3,4	vérifiée
11	16,4	14,8	1,2	3,4	vérifiée
12	17,2	16,4	1,2	3,4	vérifiée

Tableau IV. 9: Vérification de déplacement sens X inter étage.

Niveau	δ_{ky}	$\delta_{(k-1)y}$	Δ_y	H/100	observation
RDC	0,4	0	0,4	3,4	vérifiée
1	1,2	0,4	0,8	3,4	vérifiée
2	2	1,2	0,8	3,4	vérifiée
3	3,2	2	1,2	3,4	vérifiée
4	4,4	3,2	0,8	3,4	vérifiée
5	5,2	4,4	0,8	3,4	vérifiée
6	6,4	5,2	1,2	3,4	vérifiée
7	7,6	6,4	1,2	3,4	vérifiée
8	8,4	7,6	1,2	3,4	vérifiée
9	9,6	8,4	0,8	3,4	vérifiée
10	10,4	9,6	0,8	3,4	vérifiée
11	11,2	10,4	0,8	3,4	vérifiée
12	12	11,2	0,8	3,4	vérifiée

Vérification de déplacement sens Y inter étage

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « RPA99version 2003 ».

IV.8 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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

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 comme indique-la figure.

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

Niveau	P(kN)	Vx(kN)	Vy(kN)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	h(cm)	Θ_x	Θ_y	Condition $\Theta \leq 0,1$
12	1527,62	629,44	590,79	3,9	4,3	580	0,016	0,019	Vérifiée
11	3343,83	1556,56	1632,8	3,1	3,9	380	0,018	0,016	Vérifiée
10	8806,25	2257,79	2214,54	1,7	3,6	380	0,017	0,037	Vérifiée
9	14862,85	3505,16	3259,54	2,1	3,6	380	0,023	0,043	Vérifiée
8	20927,77	4521,88	4031,10	2,4	3,6	380	0,029	0,049	Vérifiée
7	26992,69	5382,61	4639,02	2,6	3,6	380	0,034	0,055	Vérifiée
6	33057,61	6126,11	5169,54	2,8	3,5	380	0,039	0,058	Vérifiée
5	39134,06	6785,05	5672,15	2,9	3,3	380	0,044	0,060	Vérifiée
4	45210,51	7384,04	6167,60	3,0	3,0	380	0,048	0,057	Vérifiée
3	51286,96	7906,58	6650,47	3,0	2,7	380	0,051	0,055	Vérifiée
2	57373,98	8335,22	7082,02	2,8	2,2	380	0,051	0,047	Vérifiée
1	63461	8650,57	7398,35	2,6	1,6	380	0,050	0,036	Vérifiée
RDC	68238,62	8794,71	7549,22	1,6	1,0	380	0,033	0,024	Vérifiée

• Conclusion

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.

IV.9 Vérification le coefficient de comportement R

- 1- Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

L'effort total à la base de la structure $P_{tot}=36930,50\text{KN}$.

L'effort normal à la base repris par les contreventements $P_{cv}=3723,72\text{KN}$.

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 11\%.$$

- 2- Les cadres auto stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls au moins 25% de la charge horizontale globale.

➤ Donc les conditions sont vérifiées.

• Conclusion

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

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche 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-Δ pour la stabilité de structure.

Comparaison entre l'effort sismique et l'effort du vent

Effort du vent déjà calculé :

$$R_x=243,81\text{KN}$$

$$R_y=716,65\text{KN}$$

Donc :

$$\text{Effort sismique } E_x=2525,78\text{KN} > \text{Effort du vent } R_x=243,81\text{KN}$$

$$\text{Effort sismique } E_y=2361,76\text{KN} > \text{Effort du vent } R_y=716,65\text{KN}$$

IV.10 Conclusion

En comparant les résultats des actions du vent avec celles les résultats des actions de séisme, on remarque que les résultats des actions des vents 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.

CHAPITRE V

PREDIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS SECONDAIRES

V.1 Introduction

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

V.2 Acrotère

V.2.1 Définition

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

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

V.2.2 Dimensions de l'acrotère

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

- La largeur $b = 100\text{ cm}$.
- La hauteur $h = 40\text{ cm}$.
- L'épaisseur $e = 10\text{ cm}$.

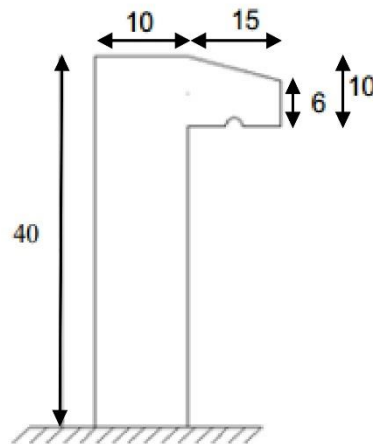


Figure V. 1: Dimensions de l'acrotère.

V.2.3 Principe de calcul

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le RPA 99(version 2003).

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

V.2.4 Evaluation des charges

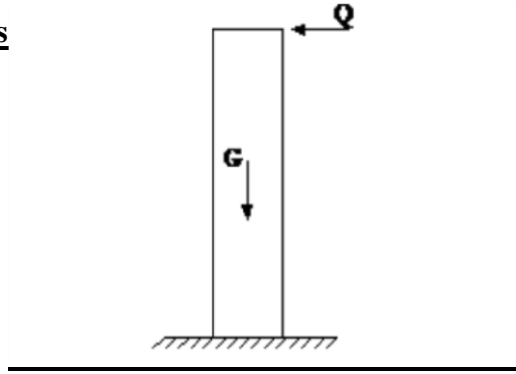


Figure V. 2: Sollicitation de l'acrotère.

❖ Charge permanente

Poids propre de l'acrotère

On considère une bande de 1m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1m est de

$$G = S \times \rho$$

Avec

- S : la surface transversale totale de l'acrotère.

$$S = [(0,4 \times 0,1) + (0,5 \times 0,06) + \frac{0,15 \times 0,04}{2}] = 0,052 \text{ m}^2.$$

- $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

$$G = 25 \times 0,052 = 1,3 \text{ KN/m}.$$

❖ Charge d'exploitation

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

V.2.5 Calcul de la force sismique

D'après le RPA99 version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (zone II a) $A = 0,15$.

C_p : facteur de force horizontale (élément en console) $C_p = 0,80$.

W_p : poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,3 = 0,624$ KN.

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

$Q_u = Q_h = 1,5$ KN.

Pour une bande de 1m de largeur $G = 1,3$ KN/ml.

$Q = 1,5$ KN/ml.

V.2.6 Calcul des efforts

ELU

$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,30 = 1,76$ KN.

$M_u = 1,5Q_h \times h = 1,5 \times 1,5 \times 0,4 = 0,9$ KN.

$T_u = 1,5Q_h = 1,5 \times 1,5 = 2,25$ KN.

ELS

$N_s = G = 1,30$ KN.

$M_s = Q_h \times h = 1,5 \times 0,4 = 0,60$ KN.m.

$T_s = Q_h = 1,5$ KN.

V.2.7 Ferraillage de la section de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire.

Pour le calcul on considère une section rectangulaire.

Avec :

$H=10\text{cm}$ $b=100\text{cm}$ $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$ $c=c'=2\text{cm}$

$d=8\text{cm}$

$F_e = 500$ MPa.

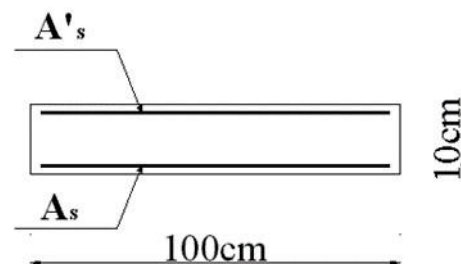


Figure V. 3: Section de calcul de l'acrotère.

• **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{1,76} = 51,13\text{cm.} \quad \left. \begin{array}{l} e_0 > \frac{h}{2} - c' \\ \text{comprimée.} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm.}$$

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

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

• **Calcul le moment fictif M_f**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,9 + 1,76 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,95 \text{ KN.m.}$$

Tableau V. 1: Résumé de résultat.

	M_f (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	A	Z (cm)	A_{sf} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)
Travée	0,95	0,001	Oui	0	0,0126	7,96	0,27	0,23

• **Vérification de la section d'acier selon « BAEI 91 modifié 99 »**

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

$$A_s (\text{min}) \geq \text{Max} \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ $f_e = 500 \text{ MPa}$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 8 \text{ cm}$

$$A_s (\text{min}) \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 10}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{500} \right)$$

$$A_s (\text{min}) \geq \text{Max} (1 \text{ cm}^2 ; 0,77 \text{ cm}^2)$$

$$A_s (\text{min}) \geq 1 \text{ cm}^2.$$

Donc : on opte finalement pour 6T6 = 1,70cm² avec un espacement $S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \longrightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2.$$

On choisit 4T6 = 1,13cm² avec un espacement $S_t = \frac{40-5}{3} = 11,66 \text{ cm}$.

$$S_t = 11 \text{ cm.}$$

V.2.8 Vérification à ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 46,15 \text{ cm.}$$

On a $e_0 > \frac{h}{C} - c'$ (la section partiellement comprimée SPC).

C : la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimé de la section.

$$C = d - e_A$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 43,15 \text{ cm.}$$

$$C = d - e_A = 8 - 43,15 = -35,15 \text{ cm.}$$

D'après le BAEL 91 modifier 99, on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^2 + PY_C + q = 0$$

Y_c = distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$P = -3c^2 + 6n(c - c') \times \frac{As}{b} + 6n(d - c) \times \frac{As}{b} = -3696,82.$$

$$q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \times \frac{As}{b} - 6n(d - c)^2 \times \frac{As}{b} = 81856,93.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27}\right) = -7,84.10^8.$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,95 \longrightarrow \varphi = 161,81^\circ.$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 70,21.$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -69,82 \text{ cm.}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 41,33 \text{ cm.}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 28,49 \text{ cm.}$$

La solution qui convient est : $y_c = 41,33 \text{ cm.}$

Car $0 < y_{ser} = y_c + c = 6,18 \text{ cm} < d = 8 \text{ cm.}$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \times [As \times (d - y_{ser})^2 + As' (y_{ser} - c')^2] = \frac{100}{3} \times (6,18)^3 + 15 \times [1,70 \times (8 - 6,18)^2]$$

$$I = 7952,10 \text{ cm}^4.$$

2.8.1 vérification des contraintes

- **Contraintes de béton**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} = 0,042 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,042 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes de l'acier tendu**

$$\sigma_s = n \times \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) \times (d - y_{ser}) = 0,18 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes de l'acier comprimé**

$$\sigma'_s = n \times \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) \times (y_{ser} - c') = 0,42 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \left(\max \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right]$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[333,34 ; \max (250 ; 201,63) \right]$$

$$\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa.}$$

$$\sigma'_s = 0,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa.}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{2,25 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,028 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[0,1 \times 25 ; 4 \right] = 2,5 \text{ MPa.}$$

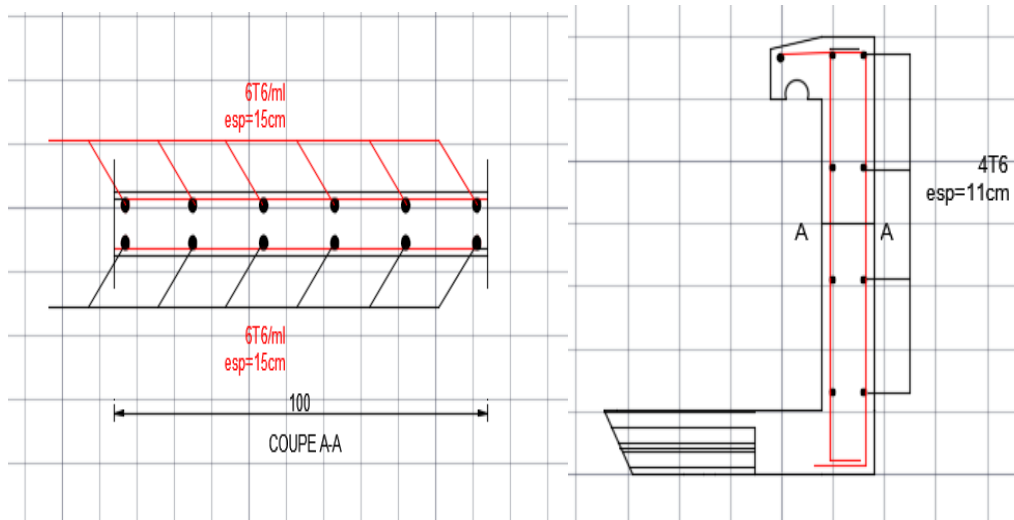


Figure V. 4: ferrailage de l'acrotère.

V.3 Les escaliers

V.3.1 Définition

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

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

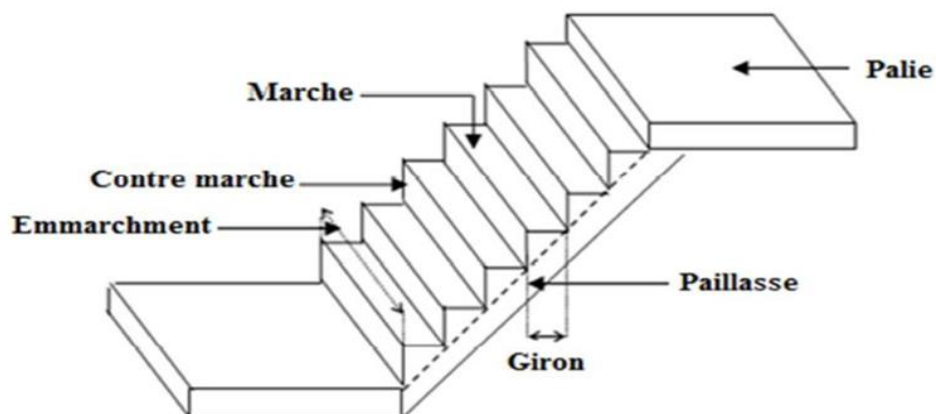


Figure V. 5: les éléments constituant l'escalier.

V.3.2 Dimensionnement

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

-h varie de 14 cm à 20 cm \longrightarrow h = 17cm.

-g varie entre 22 cm à 30 cm \longrightarrow g = 30cm.

La hauteur des étages = 3,40m

Nombre de contre marche $n = \frac{3,4/2}{0,17} = 10$ contres marches.

Nombres des marches $m = n-1 = 10-1 = 9$ marches.

Emmarchement = 1,4m.

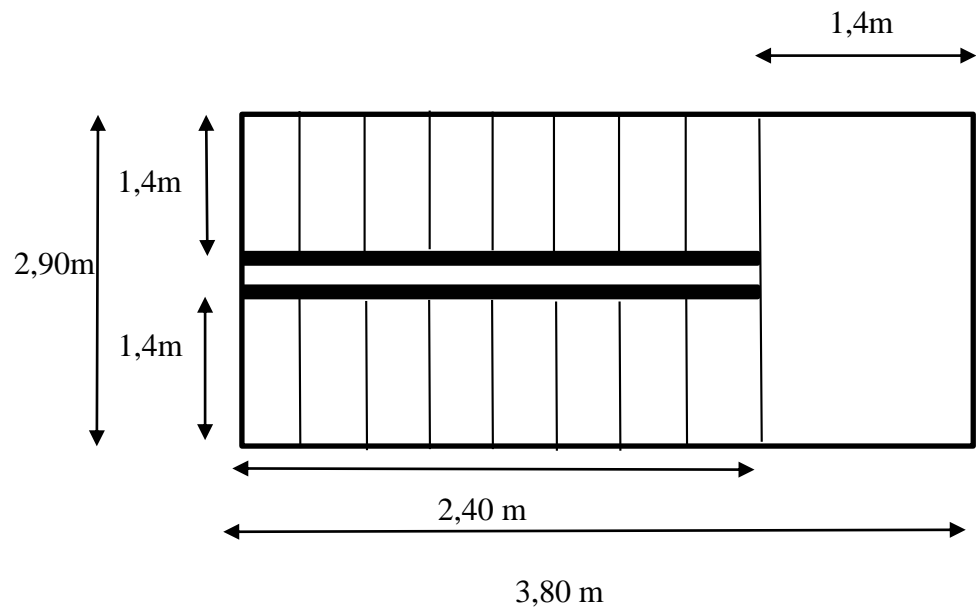


Figure V. 6: Coupe horizontale des escaliers

L'inclinaison de la paillasse $\text{tg } \alpha = \frac{340/2}{240} = 0,71 \longrightarrow \alpha = 35,37^\circ$.

La longueur de la paillasse $L = \sqrt{(2,4^2) + (1,70^2)} = 2,94\text{m}$.

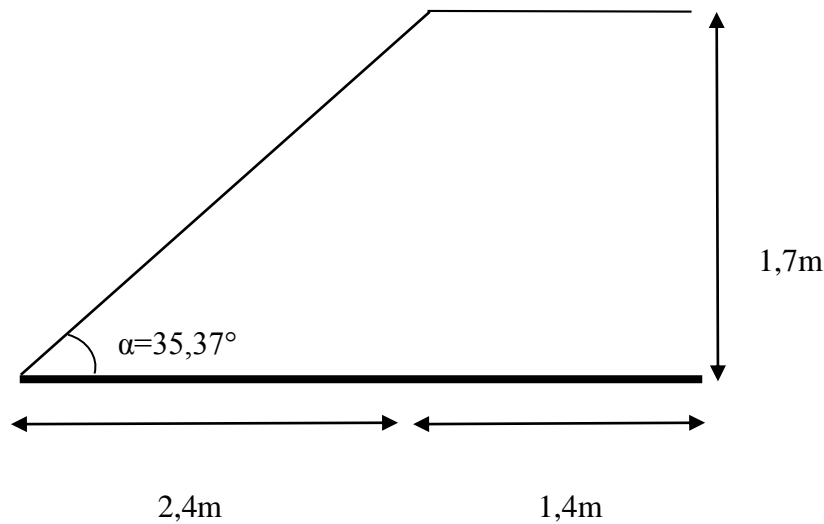


Figure V. 7: Schéma représentant les dimensions des escaliers.

V.3.3 La vérification de la relation de BLONDEL

On doit vérifier que $59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$

On a : $59 \text{ cm} < (30+ 2h) < 66 \text{ cm}$; $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ condition vérifiée.

❖ **Cornière**

1. Evaluation des charges

Charges permanente G

Tôle (5mm)	0,45 KN/m ² .
Revêtement (e=2mm)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$.
Mortier de pose (e=2mm)	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$.
Totale	G = 1,29 KN/m².

Surcharge d'exploitation « Q »

Q = 2,5 KN/m².

2. Pré dimensionnement des cornières

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

ELS

$Q_s = (G+Q) \times 0,15 + (G+Q) \times 0,17$

$Q_s = (1,29+2,5) \times 0,15 + (1,29+2,5) \times 0,17$

$Q_s = 1,21 \text{ KN/m}$.

- **Condition de la flèche**

$$F = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times L^3}{374 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 1,21 \times (1400^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 5,15.$$

→ On opte pour une cornière **L45×45×4**.

- **Vérification en tenant compte le poids propre de la cornière**

$$Q_s = (1,29 \times (0,15 + 0,17) + 0,0279) + 2,5 \times (0,15 + 0,17)$$

$$Q_s = 1,241 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 1,35 \times (1,29 \times (0,15 + 0,17) + 0,0279) + 1,5 \times (2,5 \times (0,15 + 0,17))$$

$$Q_u = 1,795 \text{ KN/m.}$$

- **La flèche**

$$f = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 1,241 \times (1400^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 6,43 \cdot 10^4}$$

$$f = 4,60 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{1400}{250} = 5,60 \text{ mm}$$

$$f = 4,60 \text{ mm} \leq f_{adm} = 5,60 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La résistance**

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45 - 7 - 4}{4} = 8,5 < 10\varepsilon = 9,2 \text{ donc la cornière est de classe 1}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{1,795 \times 1,40^2}{8} = 0,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2,43 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,61 \text{ KN.m.}$$

$M_{sd} = 0,44 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 0,61 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **Le cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1,795 \times 1,40}{2}$$

$$V_{sd} = 1,257 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I}$$

$$S = \sum A_i \times z_i.$$

$$S = \frac{(45 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(45 - 4) \times 4 \times 45}{2}$$

$$S = 3722 \text{ mm}^3.$$

$$\tau = \frac{1,257 \times 3722 \times 10^3}{4 \times 6,43 \times 10^4}$$

$$\tau = 18,19.$$

$$\tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77.$$

$\tau = 18,19 < \tau' = 158,77 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

❖ **limon de volée**

1. Evaluation des charges

Charges permanente G

Cornière $2 \times 11 \times 0,0279 \times 0,675 / 3,3 = 0,126 \text{ KN/m.}$

Poids de garde-corps $0,3 \text{ KN/m.}$

Revêtement + mortier de pose + tôle $1,23 \times 1,40 / 2 = 0,861 \text{ KN/m.}$

Totale G = $1,287 \text{ KN/m.}$

Charge d'exploitation

Q = $2,5 \times 1,40 / 2 = 1,75 \text{ KN/m.}$

2. Pré dimensionnement de limon de volée

• **Combinaison de charge**

$$Q_s = 1,287 + 1,75 = 3,04 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 1,287 + 1,5 \times 1,75 = 4,36 \text{ KN/m.}$$

Donc

$$Q_{u1} = Q_u \times \cos\alpha = 3,56 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{u2} = Q_u \times \sin\alpha = 2,52 \text{ KN/m.}$$

• **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5Q_s \times \cos\alpha \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times \cos\alpha \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 3,04 \times \cos 35,37 \times (2940^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 97,65 \text{ mm}^4 .$$

→ On a choisi UAP100.

• **Vérification en tenant compte le poids propre de limon**

$$Q_s = 3,04 + 0,105 = 3,20$$

$$Q_s = 3,20 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{u1} = 3,67 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{u2} = 2,60 \text{ KN/m.}$$

• **La flèche**

$$f = \frac{5Q_s \times \cos\alpha \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 3,20 \times \cos 35,37 \times (2940^4)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 209,5 \times 10^4}$$

$$f = 5,77 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{2940}{250} = 11,76 \text{ mm.}$$

$$f = 5,77 \text{ mm} \leq f_{adm} = 11,76 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La résistance**

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3,67 \times 2,94^2}{8} = 3,96 \text{ KN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49,59 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,40 \text{ KN.m.}$$

$M_{sd} = 3,96 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 12,40 \text{ KN.m}$Condition vérifiée.

- **Le cisaillement**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

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

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

$$A_v = 1338 - 2 \times 50 \times 8,5 + (5,5 + 2 \times 8,5) \times 8,5.$$

$$A_v = 679,25 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{679,25 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = 98,04 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = Q_{u2} \times \frac{L}{2} = \frac{2,60 \times 2,94}{2} = 3,82 \text{ KN.}$$

$V_{sd} = 3,82 \text{ KN} < V_{plrd} = 98,04 \text{ KN}$Condition vérifiée.

Donc :

On opte un UAP100 pour le limon.

❖ **Etude de pallier**

1. 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

G= 2,97×2,90 = 8,61 KN/m.

Q= 2,5×2,90 = 7,25 KN/m.

2. Pré dimensionnement de pallier

• **Combinaison de charge**

ELS

Q_s= 8,61+7,25 =15,86 KN/m.

ELU

Q_u=1,35×8,61 + 1,5×7,25 = 22,50 KN/m.

• **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 15,86 \times (2900^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 599,60 \text{ cm}^4 .$$

→ On a choisi IPE160.

• **Vérification en tenant compte le poids propre de la poutre**

Q_s= 15,86 + 0,158

Q_s= 16,02 KN/m.

Q_u= 22,50 + 1,35×0,158

Q_u= 22,71 KN/m.

- **La flèche**

$$f = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 16,02 \times (2900^4)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4}$$

$$f = 8,08 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{2900}{250} = 11,6 \text{ mm.}$$

$f = 8,08 \text{ mm} \leq f_{adm} = 11,6 \text{ mm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- **La résistance**

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

$$M_{sd} = Q_u \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{22,71 \times 2,9^2}{8} = 23,87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 123,9 \times 10^{-6}}{1,1} = 30,98 \text{ KN.m.}$$

$M_{sd} = 23,87 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 30,98 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

CHAPITRE VI

CALCUL AU FEU

VI.1 Introduction

De nombreuses grandes structures, telles que des immeubles d'appartements, des bureaux, des hôtels de grande hauteur possèdent une ossature en acier. C'est une option de construction rentable et stable.

Toutefois, la protection incendie d'une structure en acier est aspect essentiel à prendre en compte lors de la conception ou de la rénovation d'une telle construction.

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.

VI.2 Connaissances de base sur l'incendie

VI.2.1 Introduction

Toute protection incendie efficace repose sur la prise en compte du risque, tant au niveau de la conception du bâtiment (structure, dimensionnement et éléments de construction, dispositifs de circulation de l'air et des fumées, dispositions de sécurité actives et passives...) que des matériaux eux-mêmes ; l'objectif étant de s'assurer que ces structures ne s'effondreraient prématurément voire même pas du tout, par suite d'un incendie.

Une des règles fondamentales de la sécurité incendie consiste à préserver la vie humaine en favorisant l'évacuation des personnes et l'intervention des services de secours. Pour ce faire, des dispositions constructives doivent être adoptées afin d'éviter l'effondrement de ses principaux éléments porteurs en cas d'incendie.

Cependant, les structures en acier sont souvent encore l'objet d'une méfiance particulière et injustifiée en ce qui concerne la sécurité au feu, alors qu'elles peuvent être conçues pour satisfaire à tout niveau de résistance.

Le calcul correct de la résistance au feu des structures peut réduire d'au moins 20% les coûts totaux d'une ossature métallique tout en augmentant la sécurité du bâtiment. Aussi, on accepte de plus en plus d'appliquer les résultats de calcul à la place des essais d'incendie, dont le coût est relativement élevé.

Le comportement au feu des constructions est régi par la réglementation en vigueur précisant notamment les éléments suivants :

- D'une part, les exigences auxquelles doivent satisfaire les matériaux et les éléments de construction afin de limiter le risque lié à l'incendie à un niveau acceptable.
- D'autre part, les méthodes permettant de justifier que ces matériaux et ces éléments de construction présentent effectivement le niveau de performance requis.

VI.2.2 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.

VI.2.3 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.

VI.2.4 Physique de l'incendie

VI.2.4.1 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 VI. 1: Le triangle de feu.

VI.2.4.2 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 :

- **Éclosion**

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 flashover) 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'embrasent brusquement.
- ✓ Feu carencé en comburant : L'explosion de fumées (en anglais backdraft) 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.

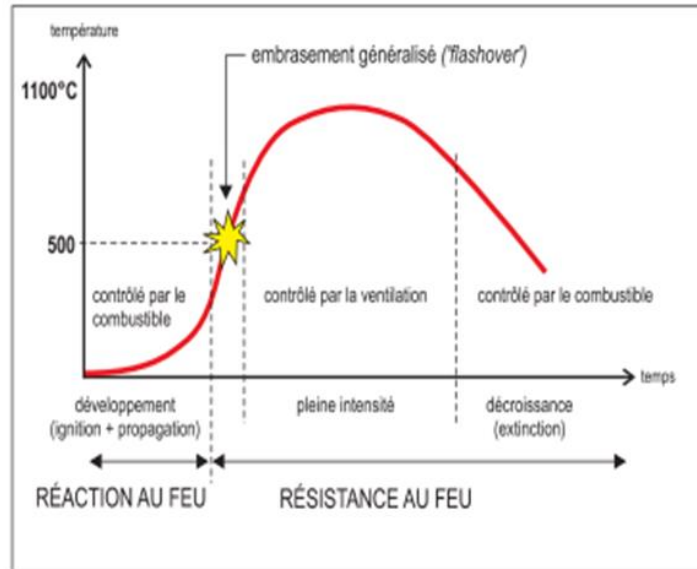


Figure VI. 2: Phases de déroulement d'un incendie(1).

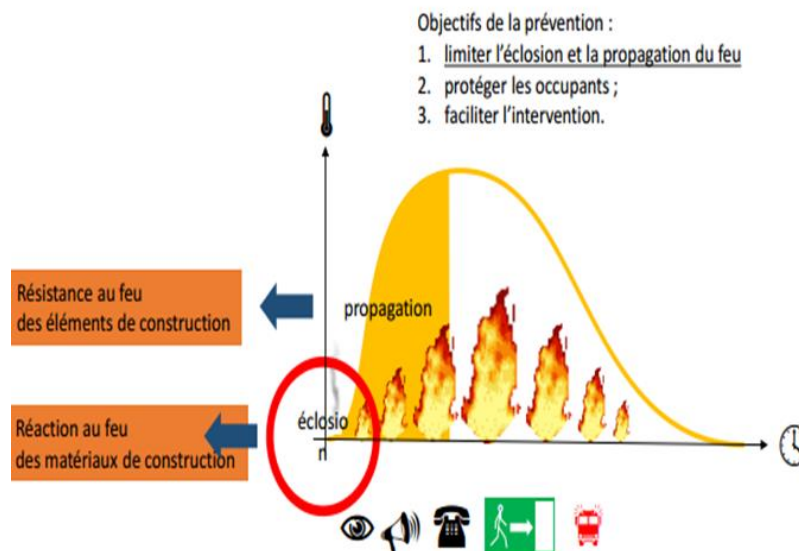


Figure VI. 3: Phases de déroulement d'un incendie(2).

VI.2.5 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.

VI.2.5.1 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 VI. 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

VI.2.5.2 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, 1 h ½, 2h, 3h, 4h ou 6h.

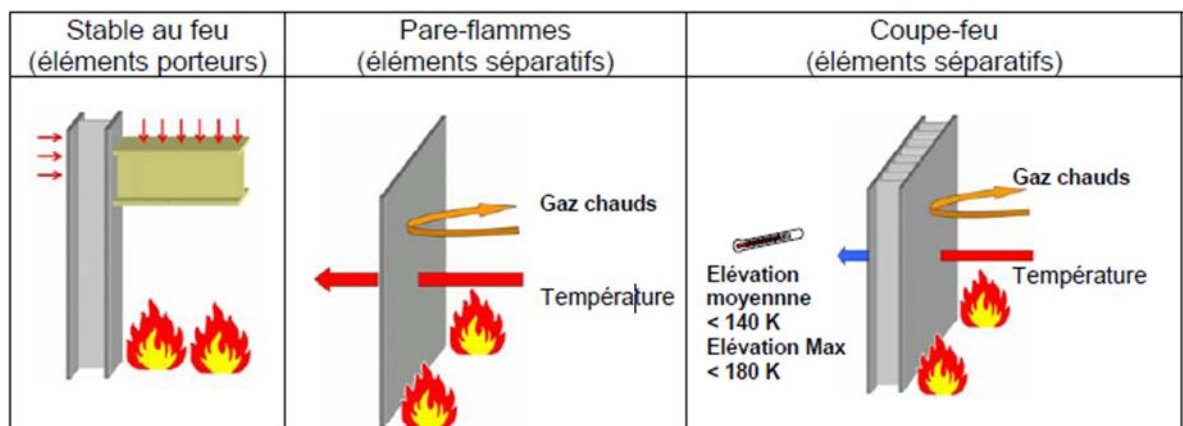


Figure VI. 4: Schéma illustratif des critères de résistance au feu.

VI.3 Calcul et vérification au feu

Le calcul et la vérification au feu se fait par les méthodes suivantes

VI.3.1 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 VI. 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

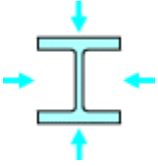
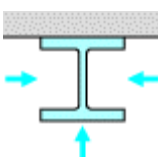
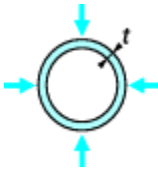
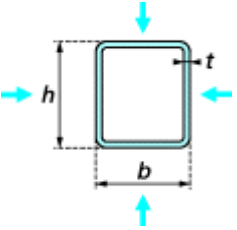
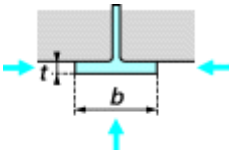
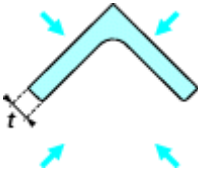
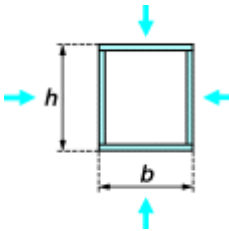
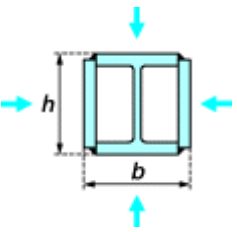
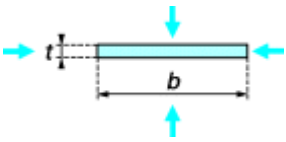
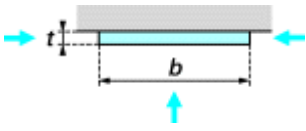
$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$$

4) Détermination du facteur de massiveté

Pour les éléments en acier non protégés : $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}}$

Le tableau ci-dessous donne quelques formules pour calculer le facteur de massiveté pour des profilés non protégés

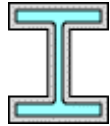
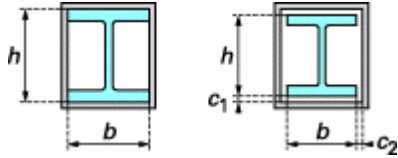
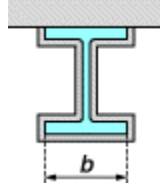
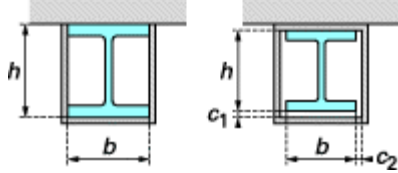
Tableau VI. 3: Formules pour le calcul du facteur de massivité (A_m/V en $(m-1)$) d'éléments en acier non protégés.

<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 VI. 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 protéger

- 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

$$\frac{\lambda_p \cdot A_p}{d_p \cdot V} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}}$$

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 $900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$c_a = 650$$

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

$$\Delta\theta_a = \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{C_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_p}{V} \left(\frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}} \right) \cdot (\theta_g - \theta_a) \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta \theta_g$$

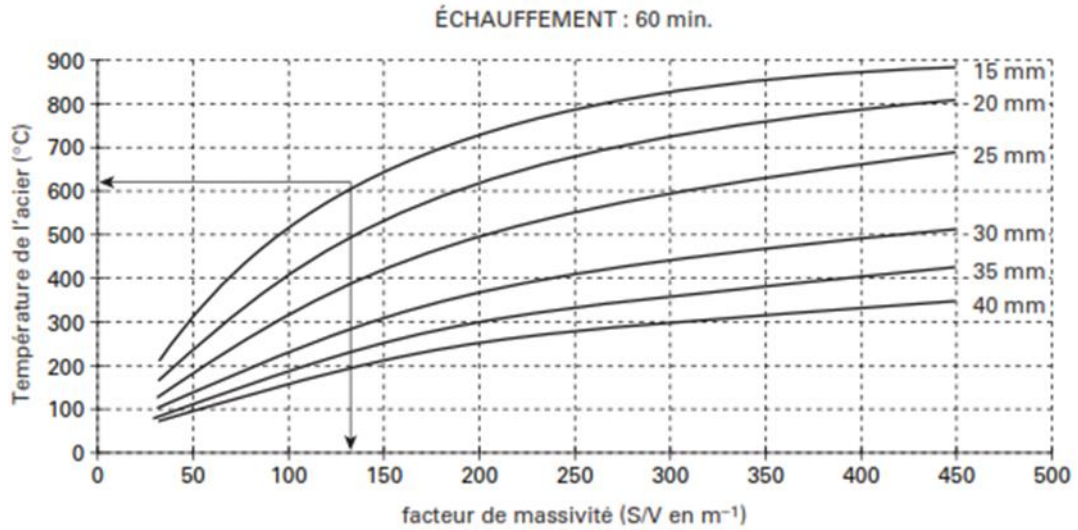


Figure VI. 5: Exemple de détermination de la température critique pour les sections protégées par la méthode itérative.

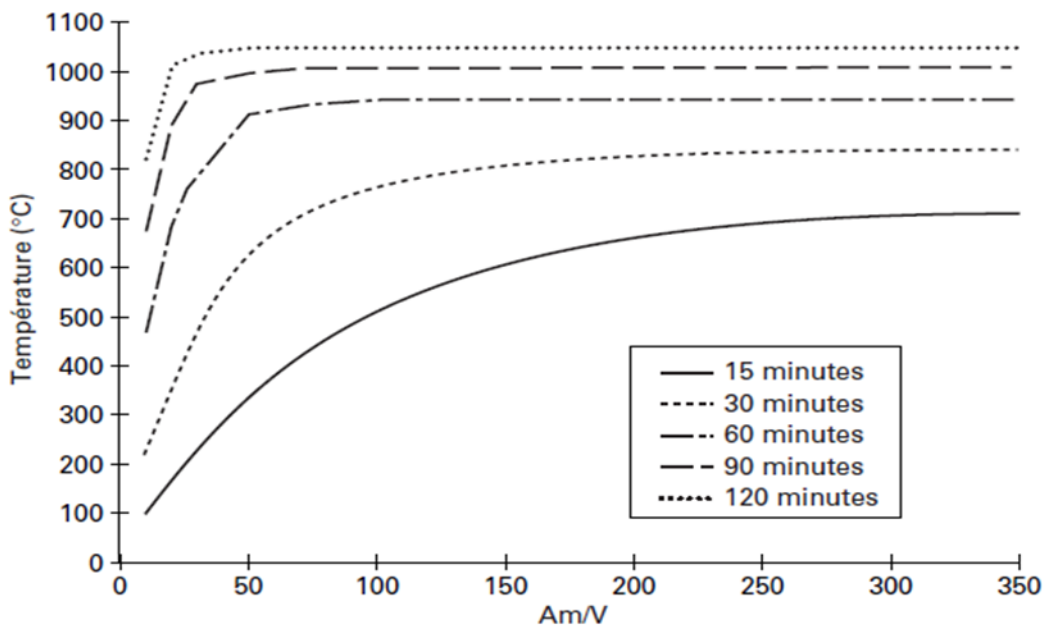


Figure VI. 6: Exemple de détermination de la température critique pour les sections non protégées par la méthode itérative.

7) Détermination du facteur de réduction $K_{y\theta}$

Tableau VI. 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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,Ed} \leq M_{fi,Rd} = \frac{\gamma_{M,0}}{K_1 \cdot K_2} \cdot (K_{y\theta} \cdot M_{pl,Rd}) \\ V_{fi,Ed} \leq V_{fi,Rd} = K_{y\theta} \cdot V_{pl,Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} \end{array} \right.$$

$$\gamma_{M,0} = 1$$

$$\gamma_{M,fi} = 1$$

❖ **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 : $\left\{ \begin{array}{l} K \Rightarrow \\ \mu_0 \Rightarrow \end{array} \right. \Theta_{cr}$ voir figure 7

4) Facteur de massivité

Pour les éléments en acier non protéger : $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}}$

Pour les éléments en acier protéger : $\frac{A_p}{V}$

5) Correction de facteur de massivité

Pour les éléments non protéger

- **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

VI.3.2 Poteaux

Pour la vérification des poteaux le travail se fait toujours avec l'approche de la température critique sous chargement ISO, selon deux méthodes :

❖ Méthode simple avec calcul précis du taux d'utilisation

Étape 1 : Calcul de la charge due à l'incendie.

Étape 2 : Déterminer le coefficient de correction.

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{d,0}} \quad \text{Ou} \quad R_{d,0} = A_a \times f_y$$

Étape 3 : Déduire le coefficient de réduction de la longueur de flambement pour des colonnes en cas d'incendie

- $l_{fi} = \alpha \times L_{cr}$ par rapport au dimensionnement à froid.
- $\alpha = 0,5$ pour les colonnes situées à un étage intermédiaire.
- $\alpha = 0,7$ pour les colonnes à l'étage supérieur.





Dans tous les autres cas, la longueur de flambement reste équivalente à celle-ci du dimensionnement à froid ($\alpha = 1$).

Étape 4 : Détermination de Θ_{cr} :

D'après de nomographe $\begin{cases} \mu_0 \\ \alpha \end{cases} \Rightarrow \theta_{cr}$ voir figure 7.

Etape 5 : Détermination du facteur de massivité.

Tableau VI. 6: Facteurs de massivité pour profils en acier. Pour les profils en I et en H non protégés, les valeurs indiquées pour le profil avec protection rectangulaire doivent être multipliées par un coefficient de 0,9.

																			
HEAA	HEA				HEB	HEM													
100	181	288	245	353	100	13/	21/	185	264	100	115	180	154	219	100	65	97	85	116
120	182	296	247	361	120	137	221	185	268	120	106	168	141	203	120	61	92	80	111
140	172	282	233	343	140	129	207	174	251	140	98	156	130	189	140	58	89	76	107
160	150	244	203	296	160	120	193	161	235	160	88	140	118	170	160	54	83	71	100
180	141	230	190	279	180	115	186	155	225	180	83	132	110	159	180	52	80	68	96
200	130	211	175	256	200	108	175	145	212	200	77	122	102	147	200	49	76	65	91
220	122	200	165	243	220	99	162	134	196	220	72	115	97	139	220	47	73	62	88
240	114	185	154	225	240	91	147	122	178	240	68	108	91	130	240	39	61	52	73
260	108	175	146	213	260	88	141	117	170	260	66	105	88	127	260	39	60	51	72
280	104	168	139	204	280	84	136	113	165	280	64	102	85	123	280	38	58	50	70
300	97	159	131	192	300	78	126	105	153	300	60	96	80	116	300	33	50	43	60
320	95	152	127	184	320	74	117	98	141	320	58	91	77	110	320	33	50	43	60
340	94	147	123	177	340	72	112	94	135	340	57	88	75	106	340	34	50	43	60
360	92	142	120	170	360	70	107	91	128	360	56	86	73	102	360	34	51	44	61
400	90	135	115	161	400	68	101	87	120	400	56	82	71	98	400	36	52	45	61
450	90	132	114	156	450	66	96	83	113	450	55	79	69	93	450	38	53	47	63
500	91	130	113	152	500	65	92	80	107	500	54	77	67	89	500	39	54	48	63
550	88	123	108	143	550	65	90	79	104	550	55	76	67	87	550	41	56	50	64
600	88	120	106	138	600	65	89	79	102	600	56	75	67	86	600	42	57	51	65
650	88	118	105	135	650	65	87	78	100	650	56	74	66	85	650	44	58	52	66
700	86	114	102	129	700	64	85	76	96	700	55	72	65	82	700	45	59	53	67
800	84	108	98	122	800	66	84	76	94	800	57	72	66	81	800	48	61	55	68
900	81	102	93	113	900	65	81	74	90	900	57	70	65	78	900	50	62	57	69
1000	79	98	90	108	1000	66	81	74	89	1000	58	70	65	78	1000	52	64	59	70

Etape 6 : Calcul de P_{mod}

$$P_{mod} = \frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}} \quad \text{Avec :} \quad \phi = \frac{C_p \cdot \rho_p}{C_a \cdot \rho_a} \cdot d_p \cdot \frac{A_p}{V}$$

Etape 7 : Déterminer graphiquement la résistance au feu d'après le nomogramme.

Voir figure 7.

❖ **Méthode précise:**

Etape 1 : Déterminer le taux d'utilisation plastique

$$\mu_{pl} = \frac{E_{fi,d}}{A_a \cdot f_y}$$

Etape 2 : Calculer l'élancement au temps t = 0

$$\lambda_{fi,0} = \alpha \cdot \bar{\lambda} = \alpha \cdot \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{93,9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}}$$

Etape 3 : Détermination de Θ_{cr}

Tableau VI. 7: Températures critiques pour éléments en compression.

$\lambda_{fi,0}$	μ_{pl}	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
0		950	820	767	725	692	671	650	629	608	590	574	558	542
0,2		918	796	745	697	673	649	625	601	582	564	546	528	509
0,4		892	777	714	678	650	622	595	574	553	532	512	485	452
0,6		867	747	685	651	617	588	564	539	515	483	441	391	164
0,8		829	699	657	615	581	552	522	486	430	320	117		
1		784	674	621	578	542	506	437	316	124				
1,2		738	645	585	541	492	385	197						
1,4		694	611	552	495	346	127							
1,6		674	582	516	364	116								
1,8		652	554	436	169									
2		628	524	294										
S235														
0		950	820	767	725	692	671	650	629	608	590	574	558	542
0,2		921	797	747	698	675	651	627	603	584	566	548	530	512
0,4		894	780	718	680	653	625	598	578	557	536	516	493	460
0,6		871	752	688	655	622	592	568	544	520	494	453	411	246
0,8		835	703	660	619	585	557	528	499	444	367	186		
1		788	677	625	582	547	512	452	353	177				
1,2		743	648	589	545	502	407	234						
1,4		695	614	556	503	370	162							
1,6		676	585	520	384	147								
1,8		654	557	447	195									
2		630	527	312										
S275														
0		950	820	767	725	692	671	650	629	608	590	574	558	542
0,2		924	798	749	700	677	653	630	606	587	569	551	533	515
0,4		897	783	724	684	657	630	603	582	562	542	522	502	472
0,6		878	758	692	660	628	598	575	552	529	506	470	431	356
0,8		845	713	666	627	591	564	537	509	466	413	278		
1		795	681	632	588	555	521	474	403	250				
1,2		752	653	594	552	511	430	288	101					
1,4		698	620	562	511	403	213							
1,6		679	589	526	409	191								
1,8		658	562	465	230									
2		634	532	337										
S355														
0		950	820	767	725	692	671	650	629	608	590	574	558	542
0,2		926	799	750	702	678	654	631	608	588	571	553	535	517
0,4		899	786	727	686	660	633	607	585	566	546	526	506	479
0,6		881	762	694	663	632	602	579	556	534	511	481	442	404
0,8		851	719	669	631	595	569	542	515	479	428	329	144	
1		800	683	636	592	559	527	488	419	292	117			
1,2		757	656	597	556	516	444	318	143					
1,4		700	623	565	515	416	241	292	111					
1,6		681	591	530	422	216	217							
1,8		660	564	475	250	194								
2		636	535	351	395	171								
S420														
0		950	820	767	725	692	671	650	629	608	590	574	558	542
0,2		927	799	751	703	678	655	632	609	589	571	554	536	518
0,4		900	787	729	687	661	635	609	587	567	548	528	509	483
0,6		883	764	695	665	635	604	581	559	536	514	486	448	411
0,8		853	722	670	633	597	571	545	519	485	435	354	181	
1		803	685	638	594	562	530	495	426	312	145			
1,2		759	657	598	558	519	451	332	164					
1,4		702	625	567	518	423	255							
1,6		682	592	532	428	228								
1,8		661	566	481	260									
2		637	536	358	241									
S460														

D'après le tableau 7 on peut déterminer la température critique.

Etape 4 : Calcul de P_{mod}

$$P_{\text{mod}} = \frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}} \quad \text{Avec :} \quad \phi = \frac{C_p \cdot \rho_p}{C_a \cdot \rho_a} \cdot d_p \cdot \frac{A_p}{V}$$

Etape 5 : Déterminer graphiquement la résistance au feu d'après le nomogramme.

Voir figure 7.

VI.4 Vérification au feu de la structure

VI.4.1 Solives

A. Plancher courant (Habitation)

Premier cas : Solive non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La solive est un IPE 220 d'une longueur de 3,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

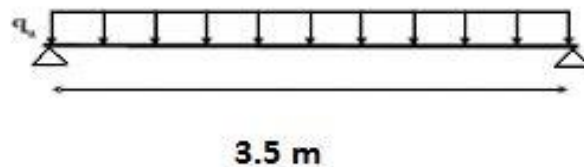


Figure VI. 8: Schéma statique de la solive courant.

✚ Les charges

La charge permanente $G = 5,44 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé $g_p = 0,262 \text{ KN/ml}$.

$M_{\text{sd}} = 15,32 \text{ KN.m}$

$M_{\text{pl,rd}} = 196,51 \text{ KN.m}$.

$V_{\text{sd}} = 24,21 \text{ KN}$.

$V_{\text{pl,rd}} = 182,50 \text{ KN}$.

✚ 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.

$$\eta_{fi} = \frac{5,44 + 0,3 \times 1,5}{1,35 \times 5,44 + 1,5 \times 1,5} = 0,614.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,614 \times 15,32 = 9,41 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,614 \times 24,21 = 14,86 \text{ KN.}$$

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 9\varepsilon = 7,07. \\ \frac{c}{t_f} = 4,35 < 9\varepsilon. \longrightarrow \text{La semelle est de classe 1.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 30,10 < 72\varepsilon. \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de classe 1.

3) Facteur de massiveté

$$\text{IPE 220} \longrightarrow A = 33,40 \text{ cm}^2 = 3340 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}} = \frac{3b + 2(h - t_w - 4r) + 2\pi r}{A}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3 \times 110 + 2(220 - 5,9 - 4 \times 12) + 2\pi \times 12}{3340} = 222 \text{ m}^{-1}.$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 220 + 110) / 3340}{0,222} = 0,668.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,668 \times 222 = 148,30 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ solive exposée sur 3 faces.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

6) La vérification

D'après le nomogramme: voir figure.7

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60 \text{ min} \\ \text{Facteur de massiveté} = 148,30 \text{ m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \end{array} \right.$$

Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 196,51) = 16,84 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 182,50 \times 1 = 10,95 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 16,84 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 9,41 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 10,95 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 14,86 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La solive IPE 220 ne répond pas aux conditions de résistance d'où la nécessité de la protéger par des plaques de plâtres.

Deuxième cas : Solive protégée**❖ Méthode niveau de chargement**

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 165 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 600^\circ \text{ (D'après nomogramme).} \end{array} \right.$$

Pour $\Theta_{cr} = 600^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,310$ (D'après tableau 5).

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,310 \times 196,51 = 71,67 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,310 \times 182,50 \times 1 = 56,58 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 71,67 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 9,41 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 56,58 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 14,86 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

B. Plancher terrasse

Premier cas : Solive non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La solive est un IPE 220 d'une longueur de 3,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

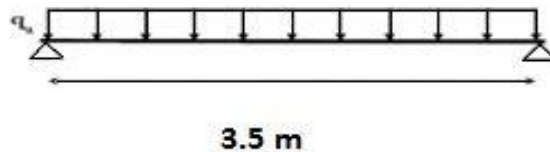


Figure VI. 9: Schéma statique de la solive terrasse.

✚ Les charges

La charge permanente $G = 7,51 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé $g_p = 0,262 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 17,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 196,51 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 29,07 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = 182,50 \text{ KN.}$$

✚ 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.

$$\eta_{fi} = \frac{7,51 + 0,3 \times 1}{1,35 \times 7,51 + 1,5 \times 1} = 0,671.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,671 \times 17,99 = 12,07 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,671 \times 29,07 = 19,51 \text{ KN.}$$

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 9\varepsilon = 7,07. \\ \frac{c}{t_f} = 4,35 < 9\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 1.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 30,10 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de classe 1.

3) Facteur de massiveté

$$\text{IPE 220} \longrightarrow A = 33,40 \text{ cm}^2 = 3340 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}} = \frac{3b+2(h-tw-4r)+2\pi r}{A}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3 \times 110 + 2(220 - 5,9 - 4 \times 12) + 2\pi \times 12}{3340} = 222 \text{ m}^{-1}.$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 220 + 110) / 3340}{0,222} = 0,668.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,668 \times 222 = 148,30 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ solive exposée sur 3 faces.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

6) La vérification :

D'après le nomogramme: voir figure.7

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60 \text{ min} \\ \text{Facteur de massiveté} = 148,30 \text{ m}^{-1} \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \end{array} \right.$$

Pour $\theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 196,51) = 16,84 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 182,50 \times 1 = 10,95 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 16,84 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 12,07 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 10,95 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 19,51 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La solive IPE 220 ne répond pas aux conditions de résistance d'où la nécessité de la protéger par des plaques de plâtres.

Deuxième cas : Solive protégée

❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 165 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 600^\circ \text{ (D'après nomogramme).} \end{array} \right.$$

Pour $\Theta_{cr} = 600^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,310$ (D'après tableau 5).

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,310 \times 196,51 = 71,67 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,310 \times 182,50 \times 1 = 56,58 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 71,67 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 12,07 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 56,58 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 19,51 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

VI.4.2 Poutres porteuses

C. Plancher courant (Habitation)

Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA340 d'une longueur de 4,8m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

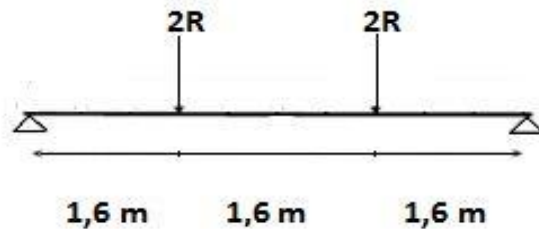


Figure VI. 10: Schéma statique de la poutre principale (courant).

✚ Les charges

La charge permanente $G = 5,44 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé $g_p = 1,05 \text{ KN/ml}$.

$M_{sd} = 111,92 \text{ KN.m}$

$M_{pl,rd} = 741,98 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 147,65 \text{ KN}$.

$V_{pl,rd} = 714,11 \text{ KN}$.

✚ 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.

$$\eta_{fi} = \frac{5,44 + 0,3 \times 1,5}{1,35 \times 5,44 + 1,5 \times 1,5} = 0,614.$$

$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,614 \times 111,92 = 68,72 \text{ KN.m}$.

$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,614 \times 147,65 = 90,68 \text{ KN}$.

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 7,17 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 25,58 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de classe 2.

3) Facteur de massivité

$$\text{IPE 340} \longrightarrow A = 133,50 \text{ cm}^2 = 13350 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{Am}{V} = 112 \text{ m}^{-1}$$

4) Correction de facteur de massivité

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 330 + 300) / 13350}{0,112} = 0,642.$$

$$K_{sh} \times \frac{Am}{V} = 0,642 \times 112 = 72,90 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas

6) La vérification

D'après le nomogramme: voir figure.7

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60 \text{ min} \\ \text{Facteur de massivité} = 71,90 \text{ m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 90^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \end{array} \right.$$

Pour $\theta = 90^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,06 \times 741,98) = 63,60 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 714,11 \times 1 = 42,85 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 63,60 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 68,72 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 42,85 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 90,68 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La poutre HEA340 ne répond pas aux conditions de résistance d'où la nécessité de la protéger par des plaques de plâtres.

Deuxième cas : Poutre protégée

❖ Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{Ap}{V} = 139 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 385^\circ \text{ (D'après nomogramme).} \end{array} \right.$$

Pour $\Theta_{cr} = 385^\circ \rightarrow K_{yo} = 0,715$ (D'après tableau 5).

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,715 \times 741,98 = 624,17 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,715 \times 714,11 \times 1 = 510,59 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 624,17 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 68,72 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 510,59 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 90,68 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

D. Plancher terrasse

Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA 340 d'une longueur de 4,8m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

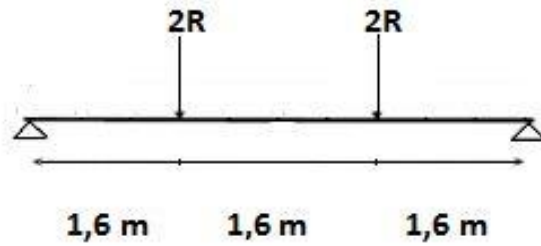


Figure VI. 11: Schéma statique de la poutre principale (terrasse).

✚ Les charges

La charge permanente $G = 7,51 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé $g_p = 1,05 \text{ KN/ml}$.

$M_{sd} = 92,08 \text{ KN.m}$

$M_{pl,rd} = 741,98 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 80,55 \text{ KN}$.

$V_{pl,rd} = 714,11 \text{ KN}$.

✚ 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.

$$\eta_{fi} = \frac{7,51 + 0,3 \times 1}{1,35 \times 7,51 + 1,5 \times 1} = 0,671.$$

$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,671 \times 92,08 = 61,79 \text{ KN.m}$.

$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,671 \times 80,55 = 54,05 \text{ KN}$.

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left[\begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 7,17 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 25,58 < 72\varepsilon \longrightarrow L'ame \text{ est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de classe 2.

3) Facteur de massivité

$$\text{HEA 340} \longrightarrow A = 133,50 \text{ cm}^2 = 13350 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{Am}{V} = 112\text{m}^{-1}.$$

4) Correction de facteur de massivité

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 330 + 300) / 13350}{0,112} = 0,642.$$

$$K_{sh} \times \frac{Am}{V} = 0,642 \times 112 = 71,90\text{m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

6) La vérification

D'après le nomogramme: voir figure.7

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60\text{min} \\ \text{Facteur de massivité} = 71,90\text{m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 90^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \\ \text{Pour } \theta = 90^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060 \end{array} \right.$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 741,98) = 63,60 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 714,11 \times 1 = 42,85 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 63,60 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 61,79 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 42,85 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 54,05 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La poutre HEA 340 ne répond pas aux conditions de résistance d'où la nécessité de la protéger par des plaques de plâtres.

Deuxième cas : Poutre protégée**❖ Méthode niveau de chargement**

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{Ap}{V} = 72 \text{ m}^{-1}. \end{array} \right.$$

$\Theta_{cr} = 385^\circ$ (D'après nomogramme).

Pour $\Theta_{cr} = 385^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,715$ (D'après tableau 5).

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,715 \times 741,98 = 624,17 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,715 \times 714,11 \times 1 = 510,59 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 624,17 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 61,79 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 510,59 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 54,05 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

VI.4.3 Poutres secondaires**E. Plancher courant (Habitation)****Premier cas : Poutre non protégée**

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA320 d'une longueur de 3,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

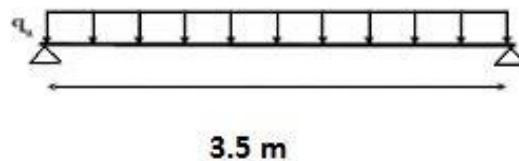


Figure VI. 12: Schéma statique de la poutre secondaire (courant).

✚ Les charges

La charge permanente $G = 5,44 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé $g_p = 0.976 \text{ KN/ml}$.

$M_{sd} = 50,79 \text{ KN.m}$

$M_{pl,rd} = 625,85 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 142,28 \text{ KN}$.

$V_{pl,rd} = 653,58 \text{ KN}$.

✚ 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.

$$\eta_{fi} = \frac{5,44 + 0,3 \times 1,5}{1,35 \times 5,44 + 1,5 \times 1,5} = 0,614.$$

$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,614 \times 50,79 = 31,19 \text{ KN.m}$.

$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,614 \times 142,28 = 87,36 \text{ KN}$.

2) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 7,65 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 25 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de classe 2.

3) Facteur de massiveté

IPE 320 $\longrightarrow A = 124,40 \text{ cm}^2 = 12440 \text{ mm}^2$.

$$\frac{Am}{V} = 117 \text{ m}^{-1}$$

4) Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 310 + 300) / 12440}{0,117} = 0,569.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,569 \times 117 = 66,57 \text{ m}^{-1}.$$

5) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas

6) La vérification

D'après le nomogramme: voir figure.7

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60 \text{ min} \\ \text{Facteur de massiveté} = 66,57 \text{ m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 90^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \end{array} \right.$$

Pour $\theta = 90^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,06 \times 625,85) = 53,64 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 653,58 \times 1 = 39,21 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 53,64 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 31,19 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 39,21 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 87,36 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La poutre HEA320 ne répond pas aux conditions de résistance d'où la nécessité de la protéger par des plaques de plâtres.

Deuxième cas : Poutre protégée**❖ Méthode niveau de chargement**

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 74 \text{ m}^{-1}. \end{array} \right.$$

$\Theta_{cr} = 390^\circ$ (D'après nomogramme).

Pour $\Theta_{cr} = 390^\circ \rightarrow K_{ye} = 0,710$ (D'après tableau 5).

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,710 \times 625,85 = 522,77 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,710 \times 653,58 \times 1 = 464,04 \text{ KN.}$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{fi,rd} = 522,77 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 31,19 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 464,04 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 87,36 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

F. Plancher terrasse

Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA 320 d'une longueur de 3,5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

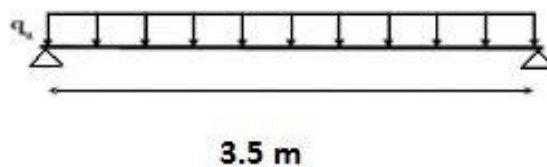


Figure VI. 13: Schéma statique de la poutre secondaire (terrasse).

Les charges

La charge permanente $G = 7,51 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé $g_p = 0.976 \text{ KN/ml}$.

$M_{sd} = 29,89 \text{ KN.m}$

$M_{pl,rd} = 625,85 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 38,84 \text{ KN}$.

$V_{pl,rd} = 653,58 \text{ KN}$.

✚ 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.

$$\eta_{fi} = \frac{7,51 + 0,3 \times 1}{1,35 \times 7,51 + 1,5 \times 1} = 0,671.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,671 \times 29,89 = 20,06 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,671 \times 38,84 = 26,06 \text{ KN.}$$

8) Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 7,65 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 25 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de classe 2.

9) Facteur de massivité

$$\text{HEA 320} \longrightarrow A = 124,40 \text{ cm}^2 = 12440 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{Am}{V} = 117 \text{ m}^{-1}.$$

10) Correction de facteur de massivité

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 310 + 300) / 12440}{0,117} = 0,569.$$

$$K_{sh} \times \frac{Am}{V} = 0,569 \times 117 = 66,57 \text{ m}^{-1}.$$

11) Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

12) La vérification

D'après le nomogramme: voir figure.7

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60 \text{ min} \\ \text{Facteur de massiveté} = 66,57 \text{ m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \\ \text{Pour } \theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060 \end{array} \right.$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 625,85) = 53,64 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 653,58 \times 1 = 39,21 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 53,64 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 20,06 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 39,21 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 26,06 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La poutre HEA 320 répond aux conditions de résistance.

Deuxième cas : Poutre protégée**❖ Méthode niveau de chargement**

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{Ap}{V} = 74 \text{ m}^{-1}. \end{array} \right.$$

$$\Theta_{cr} = 390^\circ \quad (\text{D'après nomogramme}).$$

$$\text{Pour } \Theta_{cr} = 390^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,710 \quad (\text{D'après tableau 5}).$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,710 \times 625,85 = 522,77 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,710 \times 653,58 \times 1 = 464,04 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 522,77 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 20,06 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 464,04 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 26,06 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

Les éléments de notre structures qui on a étudié sont des éléments protégés contre l'incendie

VI.5 Conclusion

Avec l'ingénierie de la sécurité incendie, dans le cadre d'une réglementation performantielle, 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 sur laquelle il est possible d'intervenir pour la minimiser.

CHAPITRE VII

VERIFICATION DES ELEMENTS

VII.1 Introduction

La vérification des éléments de l'ossature d'un bâtiment (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.

VII.2 Exploitation des résultats

Selon la structure du bâtiment étudié on a vérifié 3 groupe d'éléments (poteau, poutre contreventement).

VII.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**
 - $1,35G+1,5Q$.
 - $G+Q \pm E$.
 - $0,8G \pm E$.

- **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 :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{sd,y}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{CCM97 (5.51 page82)}$$

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 :

$$\frac{l_K}{l_0} = \left[\frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

Deuxièmement : M_{sdy}^{max} , $N_{sd}^{corr.1}$, $M_{sdz}^{corr.2}$

Tableau VII. 3: Les valeurs des efforts internes.

Etage	Combinaisons	M_{sdy}^{max} (KN.m)	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
12 ^{ème}	Q+G+E _x	96,83	324,37	19,76
9 ^{ème} +10 ^{ème} et 11 ^{ème}	Q+G+E _y	93,26	618,73	18,36
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _x	111,5	769,53	6,73
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _y	123,38	1069,78	0,64
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _y	200,5	1500,8	13,16

Tableau VII. 4: 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		
12 ^{ème}	HEA340	0,2	0,31	0,82	0,98	0,99	0,49	Vérifiée
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	HEA360	0,2	0,32	0,88	1	0,98	0,51	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA400	0,18	0,31	0,88	1,01	1	0,54	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 450	0,16	0,33	0,78	1,1	1,01	0,59	Vérifiée
RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}	HEA 500	0,12	0,3	0,8	1,1	1	0,64	Vérifiée

Troisièmement M_{sdz}^{max} , $N_{sd}^{corr.1}$, $M_{sdy}^{corr.2}$

Tableau VII. 5: Les valeurs des efforts internes.

Etage	Combinaisons	M_{sdz}^{max} (KN.m)	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdy}^{corr.2}$ (KN.m)
12 ^{ème}	Q+G+E _x	52,86	136,91	7,50
9 ^{ème} +10 ^{ème} et 11 ^{ème}	Q+G+E _x	59,98	409,86	6,16
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _y	112,90	396,01	18,8
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	60,34	1319,25	77,89

Tableau VII. 6: 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		
12 ^{ème}	HEA340	0,2	0,31	0,82	0,99	0,99	0,58	Vérifiée
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	HEA360	0,2	0,32	0,88	1,2	1,01	0,6	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA400	0,18	0,31	0,88	1,1	1	0,69	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 450	0,16	0,33	0,78	1,1	1,01	0,75	Vérifiée
RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}	HEA 500	0,12	0,3	0,8	1	0,98	0,8	Vérifiée

- Exemple de calcul

- Poteau HEA 500(RDC)

Le poteau central le plus sollicité

$$\text{HEA500} \begin{cases} N_{sd} = 2449,3 \text{ KN.} \\ M_{sd,y} = 78,14 \text{ KN.m.} \\ M_{sd,z} = 10,56 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Vérification du flambement

- Suivant y-y

$$K_{\text{poteau}} = \frac{86970}{340} = 255,80 \text{ cm}^3.$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{229300}{350} = 128,8 \text{ cm}^3.$$

$$K_{\text{poutre}(3\text{m})} = \frac{450700}{330} = 65,51 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = 0,8.$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Les poteaux de RDC sont encastés au niveau du sol).}$$

$$L_{fy} = 2,1 \text{ m.}$$

$$L_{fz} = 1,8 \text{ m.}$$

➤ Calcul de χ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{210}{20,98} = 10,01.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{180}{7,24} = 24,66.$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe 2.}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,92 \Rightarrow \lambda_1 = 86,39.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,12 < 0,2 \quad \text{Pas de risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = 0,3 > 0,2 \quad \text{Il y a risque de flambement.}$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2.$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_z^2.$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1,7 > 1,2.$$

$$t_f \leq 40\text{mm.}$$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha = 0,34.$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha = 0,21.$

$$\Phi_y = 0,49 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0,58.$$

$$\chi_y = 0,98 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0,8 \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,8.$$

➤ Calcul de K_y et K_z

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90.$$

Avec : β_{My} ; β_{Mz} : Facteur de moment uniforme équivalent.

$$\beta_{M\varphi_y} = 1.8 - 0.7 \cdot \varphi \text{ Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \varphi_y = \frac{0,37}{78,14} = 0,47.$$

$$B_{My} = 1,3.$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \varphi_z = \frac{5,37}{10,56} = 0,6.$$

$$B_{Mz} = 1,4.$$

Avec:

$$W_{ply} = 4815 \text{ cm}^3 \quad W_{ely} = 4287 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 1292 \text{ cm}^3 \quad W_{elz} = 841.6 \text{ cm}^3$$

A.N

$$\mu_y = 0,04 < 0,90 \quad \text{vérifiée.}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,04 \times 2449,3 \times 10^3}{0,98 \times 19750 \times 275} = 1,2 < 1,5$$

$$\mu_z = -0,2 < 0,90 \quad \text{vérifiée.}$$

$$k_z = 1 + \frac{0,02 \times 2449,3 \times 10^3}{0,88 \times 19750 \times 275} = 1,1 < 1,5$$

• Vérification

$$\frac{2449,3 \times 10^3}{0,88 \times 19750 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,2 \times 78,14 \times 10^6}{39490000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,1 \times 10,56 \times 10^6}{1059000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,8 < 1$$

condition vérifiée

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux.

VII.2.2 Vérifications des poutres

VII.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.

On prend la poutre **HEA 340**

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur de la poutre principale la plus sollicitée.

Tableau VII. 7: Les valeurs de moment sollicitant.

	Combinaison	M _{sd}
Appui	G+Q+E _x	149,09 KN.m
Mi-travée	ELU	84,09 KN.m

Tableau VII. 8: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.

	Combinaison	V _{sd}
Appui	G+Q+E _x	87,32 KN
Mi-travée	ELU	31,20 KN

• **Vérification de la résistance**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{CCM97 (5.17) Page62})$$

M_{sd} = 149,09 KN.m < M_{pl,rd} = 462,5 KN.m.....Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (\text{CCM97 (5.20) Page64})$$

V_{sd} = 87,32KN < V_{pl,rd} = 648,80KN.....Condition vérifiée.

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

0,5 × V_{pl,rd} = 324,5 kN > V_{sd}.....Condition vérifiée

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

• **Vérification de deversement**

On doit vérifi e 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.

$\lambda_1 = 86,39$.

$\varepsilon = 0,92$.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{4,8}{7,46 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{4,8}{\frac{7,46 \times 10^{-2}}{\frac{330}{16,5}}}\right]}}$$

$\lambda_{LT} = 30,65.$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,35 < 0,4 \rightarrow$ il ya pas risque de deversement

$\alpha_{LT} = 0,21$

$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,98 - 0,2) + 0,98^2]$

$\varphi_{LT} = 0,58$

$\chi_{LT} = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,36^2}}$

$\chi_{LT} = 0,96$

$M_{bRd} = 444 \text{KN.m} > M_{sd} = 149,09 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VII.2.2.2 Poutre secondaire

On prend un **HEA320**

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+Ex

Tableau VII. 9: Les valeurs de moment sollicitant.

	Combinaison	M _{sd}
Appui	G+Q+Ex	128,85 KN.m
Mi-travée	ELU	19,3 KN.m

Tableau VII. 10: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.

	Combinaison	V _{sd}
Appui	G+Q+Ex	42,93 KN
Mi-travée	ELU	32,15 KN

• **Vérification de la résistance**

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{ply}$

$M_{ply} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1850 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 405 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{275 \times 4113}{1,1 \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 593,66 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$V_{sd} = 42,93 < 0,5V_{plrd} = 296,83 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Vérification de deversement :**

$$\text{On doit vérifi e que : } M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{classe de section 1.}$$

$$\lambda_1 = 86,39.$$

$$\epsilon = 0,92.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3,30}{7,49 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{6,3}{\frac{7,49 \times 10^{-2}}{\frac{310}{15,5}}}\right]}}$$

$$\lambda_{LT} = 27,23.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,32 < 0,4 \rightarrow \text{il y a pas un risque de deversement.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,21.$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,856 - 0,2) + 0,856^2].$$

$$\varphi_{LT} = 0,56.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,32^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,96.$$

$$M_{bRd} = 388,80 \text{ KN.m} > M_{sd} = 128,85 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition v erifi e.}$$

VII.2.3 Vérification de système de contreventements

Les types des palées triangulées utilis es dans cette étude et qui sont autoris es par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 sont :

- **Les palées en Y (K) :** 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 Y**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G+Q+1.2E_x: \quad N_{sd} = 633,92 \text{KN.}$$

1- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 633,92 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

2- 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 :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1.$$

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

$$l_f = 2,78 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{278}{11,7} = 23,76.$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{278}{2,90} = 95,86.$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,27.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,53.$$

$$\chi_y = 0,99.$$

$$N_{sd} = 1486,71 \text{ kN} < \frac{0,99 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2910,6 \text{ KN}.$$

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

$$G+Q+1,2E_y : \quad N_{sd} = 413,06 \text{ KN}$$

3- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ KN}.$$

$$N_{sd} = 413,06 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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 :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 2,38 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{238}{11,7} = 20,34.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{238}{2,90} = 82,06.$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,23.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\Phi_y = 0,55.$$

$$\chi_y = 0,86.$$

$$N_{sd} = 413,06 \text{ KN} < \frac{0,86 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2528,4 \text{ KN}.$$

Condition Vérifiée.

VII.3 Conclusion

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 11: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement.

Etages	RDC+ 1 ^{er} +2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	12 ^{ème}
Poteaux	HEA 500	HEA450	HEA400	HEA360	HEA340
Poutres	principales	HEA340			
	secondaires	HEA320			
Contreventements	En X	2UPN300		2UPN350	
	En Y	2UPN300		2UPN350	
Solives	IPE220				

Le bâtiment étudié est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles, définies réglementaire.

CHAPITRE VIII
ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.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 souvent important généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc.....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer parmi les assemblages.

- ✓ Les assemblages articulés : qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- ✓ Les assemblages encastrés (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.2 Modes d'assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

- Le boulonnage

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

- Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

VIII.3 Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3.

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage de contreventement en X et Y.
- Pied de poteau.

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Auto desk Robot.

VIII.3.1 Assemblages poteau - poutre

Dans ce type d'assemblage on distingue 5 cas :

- Poteau HEA 340 avec poutre HEA340.
- Poteau HEM360 avec poutre HEA340.
- Poteau HEA400 avec poutre HEA340.
- Poteau HEA450 avec poutre HEA340.
- Poteau HEA500 avec poutre HEA340.

On va traiter un seul exemple manuellement et un exemple en utilisant le logiciel Auto - desk Robot.

➤ Poteau HEA500 - poutreHEA340

On va traiter cet assemblage manuellement.

- 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

Pouter HEA 340:

$$h = 330mm \quad b = 300mm \quad t_f = 16,5mm \quad t_w = 9,5mm \quad A = 142,8cm^2.$$

Poteau HEA400:

$$h = 390mm \quad b = 300mm \quad t_f = 19mm \quad t_w = 11mm \quad A = 159cm^2.$$

• **Données de calcul**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 194,47 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 94,26 \text{ KN}$

VIII.3.1.1 Calcul de la soudure poutre HEA 340

a- La semelle

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85. \\ \gamma_{mw} = 1,3. \\ f_{us} = 430. \end{cases}$

$$a_f \geq 16,5 \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 8,24 \text{ mm.}$$

b- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 9,5 \times \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 4,9 \text{ mm.}$$

On prend **a = 10 mm.**

VIII.3.1.2 Choix de diamètre du boulon

Épaisseur de la platine : $ép = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm.}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm.}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm.}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 20 \text{ mm.}$

a- Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{94,26 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 1,9$$

On prend n= 8 (boulons) HR.

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre $\varnothing = 20$ mm, classe 10.9

b- Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 198\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{33\text{mm} \leq e_2 \leq 198\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}}$$

$$e_1 = 59\text{mm} \quad p_1 = 70\text{mm}.$$

$$e_2 = 75\text{mm} \quad p_2 = 150\text{mm}.$$

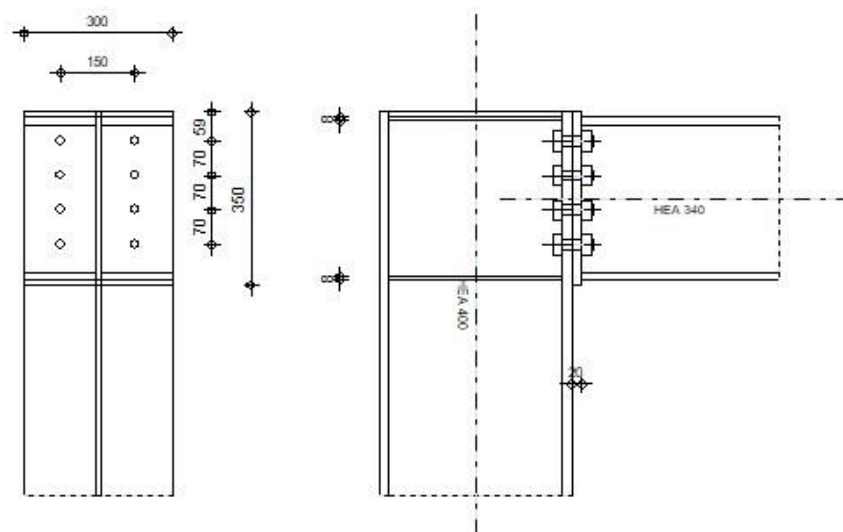


Figure VIII. 1: Assemblage poteau – poutre.

c- Détermination des efforts dans les boulons**d- L'espace des éléments d'attache**

$$d_1=271\text{mm} \quad d_2=201\text{mm} \quad d_3=131\text{mm} \quad d_4=61\text{mm}.$$

$$\sum d_i^2 = 134724\text{mm}^2.$$

Calcul de A_s

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1}=195,39 \text{ KN} \quad F_{m2}= 144,91\text{KN} \quad F_{m3}=94,45 \text{ KN} \quad F_{m4}=43,98 \text{ KN}.$$

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 :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p,Cd} \quad \text{avec} \quad F_{p,Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Soit :

$$A_s > \frac{F_{m1}}{0.7} \quad A_s \geq 359,62\text{mm}^2$$

$$A_s \geq 359,62\text{mm}^2, \text{ Soit un boulon de diamètre } \phi 27 \text{ (} A_s = 459\text{mm}^2 \text{)}$$

D'où le choix du boulon : HR $\phi 27$ (10.9).

$$\text{Donc : } F_{p,Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 459 = 321.3 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$n \cdot F_p = 0,7 \times 1000 \times 303 \times 10^{-3} = 212,1 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{299,73 \times 611,2 \times 10^3}{957020,64} = 191,42 \text{ kN} \leq n F_p = 343 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

e- Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = n F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{212,1 \times 134724 \times 10^{-3}}{271} = 209,75 \text{ KN.m}$$

$$194,47 \text{ KN.m} \leq 209,75 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée.

f- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$.

L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 284,17 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{284,17}{12} = 23,68 \text{ KN.}$$

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.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171,5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82,32 \text{ KN.}$$

$F_{v,sd} = 23,68 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 82,32 \text{ KN} \Rightarrow$ Donc la condition est vérifiée.

g- Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,Rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3.art.2.2.3})$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 21 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées boulons = 150mm.

$$F_{t,Rd} = 275 \times 21 \times \frac{150}{1} = 866,25 \text{ KN.}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 524 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 40 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_t = \frac{299,73}{0,524 - 0,040} \Rightarrow F_t = 619,28 \text{ KN.}$$

$$F_t = 619,28 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 866,25 \text{ KkN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

h- 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) $\Rightarrow h_p = 524 \text{ mm.}$

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $\Rightarrow t_{wc} = 21 \text{ mm.}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 524 \times 21}{1} \times 10^{-3} = 1755,13 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 524 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 40 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_v = \frac{299,73}{0,524 - 0,040} \Rightarrow F_v = 619,28 \text{ KN}$$

$$F_v = 619,28 \text{ kN} \leq V_R = 1755,13 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

i- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre HEA360=17,5mm.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEM500=40mm.

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm.

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$b_{eff} = 17,5 + 2 \times 20 + 5(40 + 27) = 392,50 \text{ mm.}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{284,17}{34430 \times 10^{-6}} + \frac{299,73}{6160 \times 10^{-6}} = 56,91 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 21 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{56,91}{275}\right) \times 392,50}{1} = 1598,81 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{299,73}{0,524 - 0,040} = 619,27 \text{ KN}$$

$$F_c = 619,27 \text{ KN} \leq F_{c,rd} = 1598,81 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEM500 – HEA360) est vérifié.

VIII.3.2 Assemblage poutre HEA360–solive IPE160

On va traiter cet assemblage manuellement.

VIII.3.2.1 Assemblages par double cornière

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE 160** avec l'âme de la poutre en **HEA 360**, avec une file verticale de deux boulons.

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre HEA 360:

$$h = 350\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 17,5\text{mm} \quad t_w = 10\text{mm} \quad A = 142,8\text{cm}^2.$$

Solive IPE 160 :

$$h = 160\text{mm} \quad b = 82\text{mm} \quad t_f = 7,4\text{mm} \quad t_w = 5\text{mm} \quad A = 20,1\text{cm}^2.$$

- **Données de calcul**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 48,21 \text{ KN.m}$.

- Effort tranchant : $V_{sd} = 17,53 \text{ KN}$.

VIII.3.2.2 Choix de diamètre du boulon :

Cornière $120 \times 120 \times 12\text{mm}$

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 12 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$.
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$.
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$.

On à l'épaisseur de la platine $t = 12 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 20 \text{ mm}$, classe 10.9HR

a- Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 16mm de diamètre ($\emptyset 20$) de classe 10.9

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22\text{mm}.$$

b- Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 168\text{mm}} \quad \text{(EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{33\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{54\text{mm} \leq p_2 \leq 168\text{mm}}$$

$$e_1 = 40\text{mm} \quad p_1 = 60\text{mm}$$

$$e_2 = 40\text{mm} \quad p_2 = 60\text{mm}$$

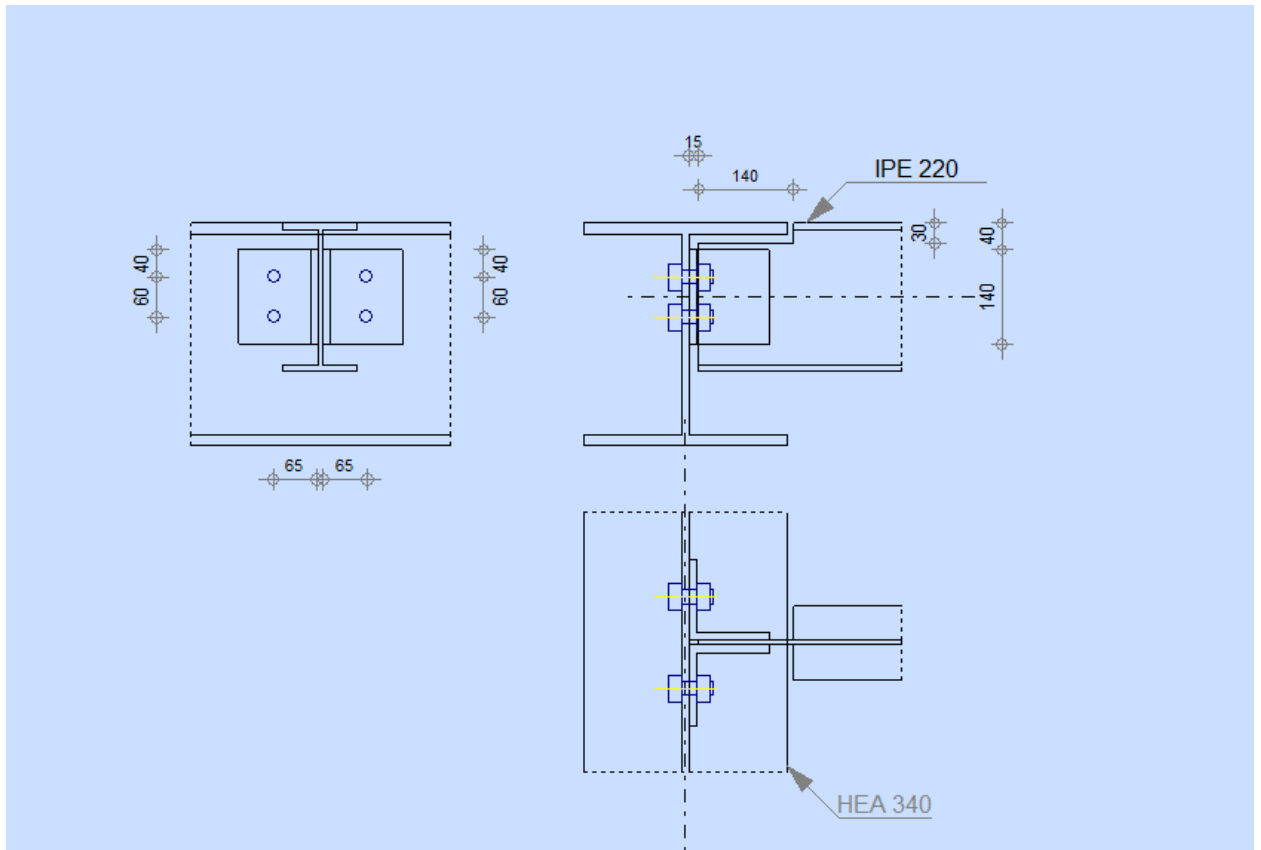


Figure VIII. 2: Assemblage solive-poutre.

c- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

Section résistante en traction : $A_s = 303 \text{ mm}^2$.

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 1000 \times 303}{1,25} = 145 \text{ KN.}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 145 = 290 \text{ KN.}$$

$V_{sd} = 29,7 \text{ KN} < F_{v,rd} = 290 \text{ KN} \Rightarrow$ Donc la condition est vérifiée.

e- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$F_{b,rd}$: 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.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,60 ; 0,90 ; 1,1 ; 1) = 0,68.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,6 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 123,84 \text{ KN.}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 14,38 \text{ KN} < F_{b,rd} = 123,84 \text{ KN} \Rightarrow \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

VIII.3.3 Assemblage des éléments de contreventement

VIII.3.3.1 Assemblage des trois barres de la stabilité en Y

- Les efforts sollicitant

D'après le logiciel ROBOT : l'effort tranchant par 2UPN350 est : $V_{sd} = 1080,34 \text{ KN}$.

Et pour un seul UPN350 : $V_{sd} = 540,17 \text{ KN}$.

- Nombre et diamètres des boulons

Pour ce type d'assemblage, on choisit 5 boulons de M20 et de classe 8.8.

- Disposition des boulons

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 168\text{mm.}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 196\text{mm}(\text{EC3.art.6.5.1.4}).$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 168\text{mm.}$$

$$e_1 = 80 \text{ mm} \quad p_1 = 90\text{mm.}$$

$$e_2 = 175 \text{ mm.}$$

- Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub}=800 \text{ N/mm}^2.$$

$$A_s=245 \text{ mm}^2.$$

$$F_{v,rd} = 188,16 \text{ KN}.$$

$$F_{v,sd} = 162,4 \text{ KN} < F_{v,rd} = 188,16 \text{ KN}.$$

• **Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $2F_{v,sd} < F_{b,rd}$

$F_{b,rd}$: La résistance de la pièce avec la pression diamétrale au bord d'un trou normalisé.

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$ $t = 20 \text{ mm}$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[1.12; 1.1; 1.95; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 410 \times 20 \times 20}{1,25} = 360,80 \text{ KN} > 324,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3.3.2 Assemblage des diagonales

L'effort tranchant de **2UPN350** :

$$N_{b1,sd} = -627,80 \text{ KN}.$$

$$N_{b2,sd} = -552,82 \text{ KN}.$$

$$N_{b3,sd} = -646,60 \text{ KN}.$$

$$N_{b4,sd} = -569,36 \text{ KN}.$$

On choisit :

- ✓ **4 boulons M20**, de classe 8.8 pour chaque barre

$$d_0 = 22\text{mm}; A_s = 245\text{mm}^2; f_{ub} = 800\text{MPa}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad \mathbf{26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}.}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm(}EC3.art.6.5.1.4\text{).}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad \mathbf{33\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}.}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_1 = 40\text{mm.} \\ p_1 = 65\text{mm.} \\ e_2 = 175\text{mm.} \end{cases}$$

✓ **Un gousset** : $900 \times 900 \times 20\text{mm}$

- **Vérification de la résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

$$\text{Il faut que } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s \times m}{\gamma_{mb}} = 188,16\text{KN.}$$

$$\text{Barre 01: } 156,95 \text{ KN} < 188,16\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Barre 02: } 138,20\text{KN} < 188,16\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Barre 03: } 161,65 \text{ KN} < 188,16\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Barre 04: } 142,34 \text{ KN} < 188,16\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **La pression diamétrale**

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right].$$

$$\alpha = \min[0,61; 0,73; 2,9; 1].$$

$$\alpha = 0,61.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 410 \times 20 \times 20}{1,25} \times 2 = 400 \text{ KN.}$$

⇒ La condition est vérifiée pour les quatre barres.

VIII.3.4 Assemblage pied de poteau

VIII.3.4.1 Introduction

La base de poteau a le rôle d'assurer 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.

VIII.3.4.2 Définitions

- **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 pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans fondation, sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

- **Les tiges d'ancrage**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

- **La bêche**

La bêche est un tronçon de profile soudé 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.

- **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 fonction, 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.

Les efforts sont tirés du logiciel Robot :

$$N_{sd} = 2970,44\text{KN.}$$

$$V_{sd} = 545,80 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 11,63\text{KN. m.}$$

Pour la présente structure on adopte :

- ✓ Une platine : de dimension $850 \times 600 \times 25$ mm.
- ✓ un raidisseur avec tôle trapézoïdale : $850 \times 600 \times 25$ mm avec $h = 490$ mm.
- ✓ Des tiges d'ancrages : 12 tiges M20 de classe 6.9 ; $A_s = 11,20$; $f_{ub} = 410$ MPa.

Avec $L_1 = 60$ mm $L_2 = 640$ mm $L_3 = 120$ mm

Leurs dispositions constructives : $e_v = 250$ mm ; $e_h = 250$ mm

VIII.3.4.3 Vérifications

- **Choix des cordons de soudure**

Cordon semelle : $a_s = 0,07t_f = 0,7 \times 23 = 16,1$.

Cordon d'âme : $a_w = 0,7t_w = 0,7 \times 12 = 8,4$.

Donc on opte : $a_s = 15$ mm et $a_w = 20$ mm.

$E_m =$ mortier de calage = 30mm.

F_{ut} : (1500 ; 1000 ; 1500)

- **Distribution des contraintes**

$M_{sd} = 11,63$ KN.m.

$N_{sd} = 2970$ KN.

→ Compression sur les deux côtés de l'assemblage.

- **Vérification de boulons à la compression**

Il faut que :

$$\sigma = \frac{N_{sd c}}{A_{eff,t}} < f_j$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} : \text{effort de compression, } N_{sd c} = 2970,00 \text{KN} \\ A_{eff,t} : \text{la section efficace } A_{eff} \end{array} \right.$

- **Calcul de la section efficace A_{eff}**

$$A_{eff,t} = 2A_{eff,f} + A_{eff,w}$$

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \gamma_{M0}}} = 25 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,7 \times 1}} = 59$$

$$A_{\text{eff},f} = b_{\text{eff},f} \times l_{\text{eff},f}$$

Avec $b_{\text{eff},f} = t_f + 2C = 23 + 2 \times 59 = 141\text{mm}.$

$$l_{\text{eff},f} = b + 2C = 300 + 2 \times 59 = 418\text{mm}.$$

$$A_{\text{eff},f} = 589,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{eff},w} = b_{\text{eff},w} \times l_{\text{eff},w}.$$

Avec $b_{\text{eff},w} = t_w + 2C = 12 + 2 \times 59 = 130\text{mm}.$

$$l_{\text{eff},w} = 690 - (2 \times 59) = 372\text{mm}.$$

$$A_{\text{eff},w} = 483,60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{eff},t} = 1662,36 \text{ cm}^2$$

• **Résistance à l'écrasement de la fondation**

$$f_{jd} = \beta_c \times k_j \times f_{cd}$$

Classe de béton 25/30

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}.$$

β_c : Coefficient réducteur de compression.

$$\beta_c = \frac{2}{3} \text{ si } em < \begin{cases} 0,2B_p \\ 0,2A_p \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 50 \\ 200 \\ 300 \end{cases}$$

f_{jd} : Résistance de contact limite.

$$k_j = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{d_f}{\max(A_p; b_p)} \\ 1 + \frac{2eh}{A_p} \\ 1 + \frac{2eh}{B_p} \\ 4 \end{array} \right. \text{ Min} \left\{ \begin{array}{l} 2,1 \\ 1,35 \\ 1,32 \\ 3 \end{array} \right. \quad k_j = 1,32$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1,32 \times 16,7 = 14,76 \text{ MPa}.$$

Condition

$$\sigma = \frac{N_{sd,c}}{A_{eff,t}} = \frac{2970,44 \times 10}{1662,36} = 1,8 \text{ MPa} < 14,76 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à la traction**

Vérification de la platine

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{c^2}{2} \sigma$$

$$M_{crd} = \frac{t_p^2}{6\gamma_{m0}} f_y \text{ (Moment résistant élastique de calcul de la platine d'extrémité } M_{sd})$$

$$M_{sd} = \frac{59^2}{2} 1,8 = 3,12 \text{ KN. m.}$$

$$M_{crd} = \frac{25^2}{6} \times 275 = 28,64 \text{ KN. m.}$$

On trouve que : $M_{sd} < M_{crd} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de frottement (acier/ béton)**

En cas de compression il faut vérifier que :

$$V_{sd} < F_{frd}$$

Avec :

$$V_{sd} = 545,80 \text{ KN.}$$

$$F_{frd} = C_{fd} \times N_{sd}^c$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} C_{fd} = 0,2 \text{ coefficient de frottement.} \\ N_{sd}^c = 2970,44 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$F_{frd} = 585 \text{ KN.}$$

On trouve que : $V_{sd} = 546,94 < F_{frd} = 594 \text{ KN.}$

- **Vérification de la résistance de cisaillement**

Vérification tige d'ancrage

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd,T}}{n_b} < F_{t,rd} = \frac{0,9 A_s f_{us}}{\gamma_{ms}}$$

$F_{t,sd} = 83,57 \text{ KN} < F_{t,rd} = 483,84 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Partie 1 : Calcul les éléments 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 données par le RPA99 (version 2003).

- Les planchers : on a choisis 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.

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 Pré-dimensionnement

D'après le RPA99 (version 2003) le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes

- 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 = 3,40m.

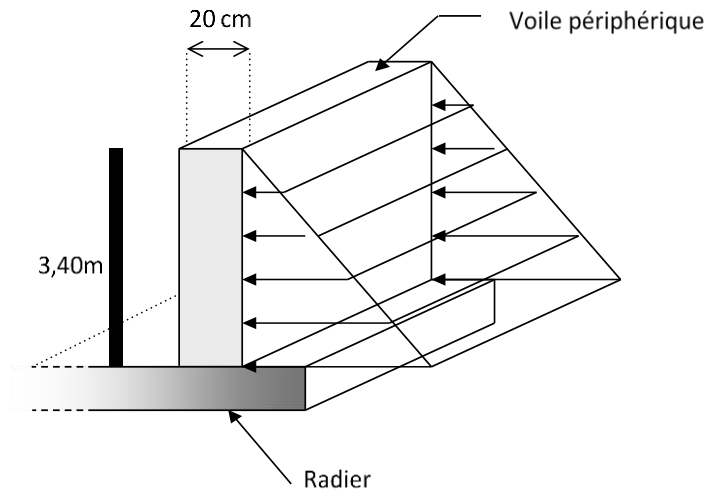


Figure IX. 1: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.

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.

$$L_x = 3,40\text{m.}$$

$$L_y = 4,80\text{m.}$$

D'après BAEL modifier 99, les charges réparties sont données par

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

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= 3,40 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

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{4,80} = 0,70 > 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

• Calcul des sollicitations

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}.$$

En travée $M_{tx} = 0,85 M_{0x}.$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}.$$

En appuis $M_{ax} = -0,3 M_{0x}.$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y}.$$

• Combinaison fondamentale

E.L.U. : $q_u = (1,35\gamma_{hc} A) 1 \rightarrow q_u = 1,35 \times 18 \times 3,40 \times 0,333 = 22,51 \text{ kN/ml.}$

E.L.S. : $q_{ser} = (\gamma_{hc} A) 1 = 18 \times 3,40 \times 0,333 = 20,38 \text{ kN/ml.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,068 \\ u_y = 0,436 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = u_x \times Q_u \times L_x^2 = 21,63 \text{ KN.m.} \\ M_y = u_y \times M_x = 9,43 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 18,39 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 8,02 \text{ KN.m.}$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = -0,3 \times M_x = -6,50 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_y = -4,72 \text{ KN.m.}$$

❖ 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	18,39	0,038	0	0,048	17,65	2,39	4HA10	3,14	20
	Y-Y	8,02	0,017	0	0,021	17,85	1,03	4HA10	3,14	20
Appuis	X-X	-6,50	0,013	0	0,016	17,88	0,84	2HA12	2,26	20
	Y-Y	-4,72	0,009	0	0,011	17,92	0,605	2HA12	2,26	20

❖ Condition exige par le RPA 99

Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens en disposé en deux nappes.

$$A_t = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

❖ Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, avec épaisseur compté entre 12 et 30 cm.

$$A_x > A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times \frac{bh}{2} = 1,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_y > A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 1,20 \text{ cm}^2.$$

Avec $\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de 500 MPa.

En travée

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

En appuis

$$A_x = 2,26 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 2,26 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bh} < \overline{\tau_u} = 0,05f_{c28}$

$$T_u = \max (T_x ; T_y).$$

$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 38,70 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{qu \times L_x}{3} = 31,18 \text{ KN.}$$

$$T_u = \max (38,70 ; 31,18) = 38,70 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{38,70 \cdot 10^3}{1000 \times 200} = 0,19 \text{ MPa.}$$

—

$$\tau_u = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa.}$$

❖ Vérification à ELS

- Evaluation des sollicitations à ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,40.$$

$$\begin{cases} u_x = 0,068 \\ u_y = 0,436 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times Q_s \times L_x^2 = 16,02 \text{ KN.m.} \\ M_y = u_y \times M_x = 6,98 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 13,62 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 5,93 \text{ KN.m.}$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = -0,3 \times M_x = -4,81 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_y = -3,49 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 250 \text{ MPa} \right].$$

Tableau IX. 2: 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	3,14	4,42	15	258,63	250	Non vérifiée
	Y-Y	5,93	3,14	1,92	15	1118,5	250	Non vérifiée
Appui	X-X	-4,81	2,26	1,79	15	125,62	250	Vérifiée
	Y-Y	-3,49	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

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

- 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 enrobé 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

- 1) 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.

- 2) 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 :

$$\text{Dans le sens } y : 40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c.$$

$$\text{Dans le sens } z : 40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c.$$

2.3 Hypothèse de calcul

1. Pré-dimensionnement de la section mixte

- **Section en acier**

HEA 500.

- **Béton C25/30**

$$A_s \geq 0,3\% A_c.$$

$$A_s \leq 0,6\% A_c.$$

- **Enrobage**

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4h_c.$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_c.$$

$$\text{On a : } \begin{cases} b = b_c = 300\text{mm}. \\ h = h_c = 490\text{mm}. \end{cases}$$

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 120\text{mm} \longrightarrow c_y = 100\text{mm}.$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 147\text{mm} \longrightarrow c_z = 100\text{mm}.$$

- **Section des armatures**

$$A_s \geq 0,3\% A_c = \frac{0,3}{100} (127872) = 3,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \leq 0,6\% A_c = \frac{0,6}{100} (127872) = 7,67 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 4T14 \longrightarrow $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$.

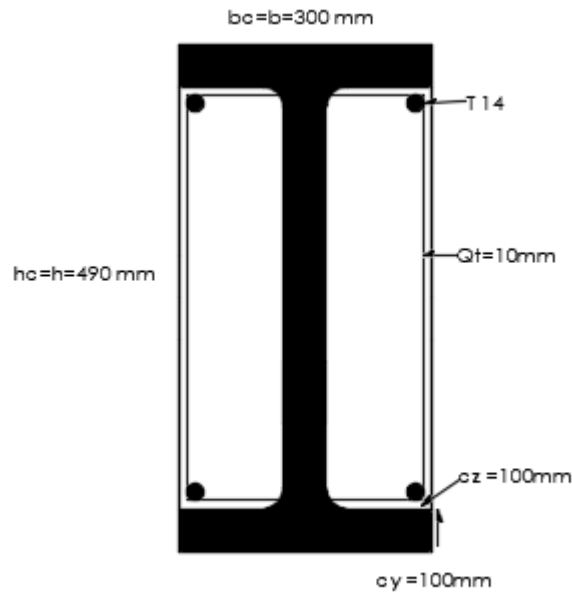


Figure IX. 2: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.

- **Les caractéristiques du profilé laminé**

HEA 500 S275 $f_y = 275 \text{ MPa}$ $E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ $\gamma_a = 1,1$

$$A_a = 197,50 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 86970 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

$$I_z = 10370 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

- **Les caractéristiques des armatures**

4Ø12 acier S500 $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$ $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

$$A_s = 616 \text{ mm}^2.$$

$$I_{sy} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_z^2 = 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times 129^2 = 7,53 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

$$I_{sz} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_y^2 = 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times 34^2 = 0,52 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

• **Béton C25/30**

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 30500 \text{ MPa} \quad E_{cd} = \frac{30500}{1,35} = 22592,60 \text{ MPa}$$

$$A_c = 127872 \text{ mm}^2.$$

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy}) = \frac{300 \times 490^3}{12} - (86970 \times 10^4 + 7,53 \times 10^6) = 20,64 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

$$I_{cz} = \frac{hb^3}{12} - (I_{az} + I_{sz}) = \frac{490 \times 300^3}{12} - (10370 \times 10^4 + 0,52 \times 10^6) = 9,98 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

2. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

1) 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.

$$0,2 < \frac{h}{b} = 1,63 < 5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) 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.

$$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_{mc}} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_{ms}}$$

$$= 19750 \frac{275}{1,1} + 127872 \frac{0,85 \times 25}{1,5} + 616 \frac{500}{1,15} = 7016,85 \text{ KN.}$$

$$\delta = \left(\frac{19750 \times 275}{1,1} \times \frac{1}{7016,85} \right) \times 10^{-3} = 0,70$$

$$0,2 < \delta = 0,70 < 0,9 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) L'élancement réduit

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$$

- **Calcul de N_{plr}**

$$N_{plr} = A_a \times f_y + A_c \times 0,85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk} = 19750 \times 275 + 127872 \times 0,85 \times 25 + 616 \times 500$$

$$N_{plr} = 8456,53 \text{ KN.}$$

- **Calcul de N_{cr}**

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

$$L_f = 0,5 \times 340 = 1700 \text{ mm} \quad (\text{doublement encastree} = 0.5)$$

➤ **Suivant y**

$$EI_y = E_{ay} I_{ay} + 0,6 E_{cd} I_{cy} + E_{sy} I_{sy}$$

$$EI_y = (2,1 \cdot 10^5 \times 86970 \cdot 10^4) + (0,6 \times 22592,60 \times 20,64 \cdot 10^8) + (2,1 \cdot 10^5 \times 7,53 \cdot 10^6)$$

$$EI_y = 2,12 \cdot 10^{14} \text{ N.mm}^2.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = \frac{\pi^2 \times 2,12 \cdot 10^{14}}{1700^2} 10^{-3} = 723998,66 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{8456,53}{723998,66}} = 0,11 < 2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant z**

$$EI_z = E_{az} I_{az} + 0,6 E_{cd} I_{cz} + E_{sz} I_{sz}$$

$$EI_z = (2,1 \cdot 10^5 \times 10370 \cdot 10^4) + (0,6 \times 22592,60 \times 9,98 \cdot 10^8) + (2,1 \cdot 10^5 \times 0,52 \cdot 10^6)$$

$$EI_z = 0,354 \cdot 10^{14} \text{ N.mm}^2.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = \frac{\pi^2 \times 0,354 \cdot 10^{14}}{1700^2} 10^{-3} = 120894,12 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{8456,53}{120894,12}} = 0,26 < 2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) L'enrobage

$$40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$$

$$40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$$

- $A_s \geq 0,3\%A_c$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,3}{100} \times 127872 = 3,83\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $A_s \leq 0,6\% A_c$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \leq \frac{0,6}{100} \times 127872 = 7,67\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$

$$40\text{mm} < c_y = 100\text{mm} < 0,4 \times 300 = 120\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$

$$40\text{mm} < c_z = 100\text{mm} < 0,3 \times 490 = 147\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

3. Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

On doit vérifier $N_{sd} < \chi N_{pl,rd}$

$$N_{sd} = 2449,3 \text{ KN.}$$

$$N_{pl,rd} = 7016,85 \text{ KN.}$$

Il y a un risque de flambement suivant l'axes z-z ou $\lambda_z = 0,26 > 0,2$.

• **Calcul de χ_z**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1,63 > 1,2. \\ t_f = 23 \text{ mm} < 40\text{mm}. \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,34.$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,544.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,544 + \sqrt{0,544^2 - 0,26^2}} = 0,98.$$

$$N_{sd} = 2449,3 \text{ KN} < 0,98 \times 7016,85 = 6666,01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Le poteau est stable.}$$

Partie 2 : Etude des fondations**IX.1 Introduction**

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre le sol s'appellent fondations.

IX.2 Définition de fondation

Une fondation est un élément de la structure qui constitue un appui entre chaque élément porteur (poteau, mur, voile) et le sol d'assise.

❖ Rôle d'une fondation

Une fondation permet de transmettre au sol toutes les charges de la structure : charges verticale telles que le poids propre de la structure, les meubles, les machines industrielles, la neiges..., et les charges horizontales telles que les poussées des terres, poussée de l'eau, séisme, vent.

IX.3 Les différents types de fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supporte dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes.

IX.4 Critères de choix d'un type de fondation

Une fondation doit répondre essentiellement à deux critères importants :

- Sécurité vis-à-vis de la rupture du sol.
- Sécurité vis-à-vis du tassement du sol.

Il est évident que l'on doit choisir le mode de fondation le plus économique, mais qui doit impérativement nous assurer la non rupture du sol et un tassement admissible.

IX.5 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau de plus bas de la construction et non du terrain naturel.

IX.5.1 Types des fondations superficielles

La catégorie des fondations superficielles comporte trois types de fondation :

- **Les semelles filantes** : les fondations sont de type filantes si : $\frac{L}{B} > 10$.

Les semelles filantes, qui sont grandes dans un sens, peuvent supporter soit plusieurs poteaux, soit des murs voiles, parois.

- **Les semelles isolées** : elles peuvent être carrées, rectangulaire ou circulaires.

Elles sont considérées isolées si $\frac{L}{B} < 10$.

- **Le radier** : c'est une dalle grande dans les deux dimensions conçue en béton armé.

Le radier peut être carré ou rectangulaire.

Le radier peut avoir les dimensions de la structure, comme il peut avoir des dimensions supérieures à celles de la structure, dans ce cas, on parle de « radier avec débords ».

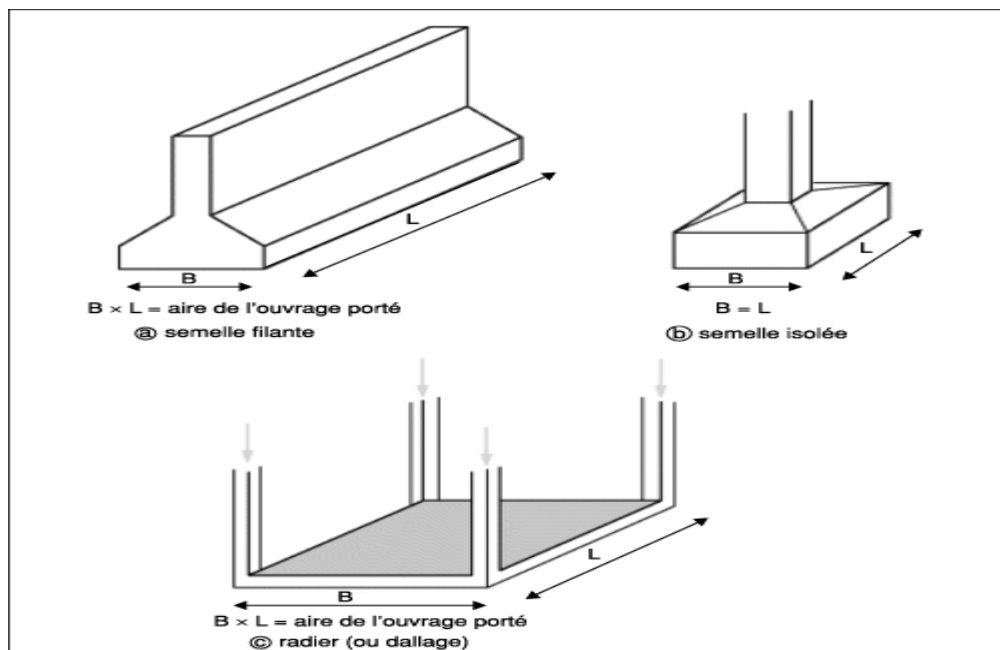


Figure IX. 1: Les différents types de fondations superficielles.

IX.5.2 Calcul des fondations superficielles

Le dimensionnement des fondations superficielles doit être calculé au plus juste en raison des efforts et des sollicitations multiples. En effet, les fondations superficielles transmettent au sol le poids de l'édifice, les charges d'exploitation ainsi que les charges accidentelles. Ces charges s'exercent verticalement pour les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatiques. La structure est également soumise à des charges obliques telles que la poussée des terres ou les efforts du vent.

Le calcul du dimensionnement des fondations est effectué considération prise de l'état limite ultime correspondant à la capacité portante maximale sans risque de rupture ainsi que de l'état limite d'équilibre statique visant à vérifier l'absence de glissements éventuels. D'autres points sont vérifiés tels que l'état limite de service relatif aux tassements différentiels éventuels liés aux déplacements des fondations. Dans ce cas, les méthodes utilisées pour évaluer les tassements possibles sont le pénétromètre ou le pressiomètre. Enfin, on calcule l'état limite de durabilité avec majoration de la section des armatures.

1. Semelle isolée

1.1 Définition

La semelle isolée est une fondation superficielle, appelée également semelle ponctuelle, son nom lui vient de sa position : elle est isolée par rapport aux autres éléments de fondation. L'utilisation du terme « ponctuelle » fait également référence à la capacité de cette semelle de fondation à reprendre des charges ponctuelles.

La semelle isolée est utilisée pour reprendre des descentes de charges concentrées de poteau. On l'utilise pour réaliser des ouvrages à structure poteaux-poutres.

1.2 Méthode de calcul

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$.

Avec :

σ_{sol} : contrainte du sol.

N : effort normal appliqué sur la fondation.

$$N = N_1 + N_2.$$

N_1 : effort de la superstructure calculé par la combinaison [G+Q].

N_2 : effort de sous-sol calculé par la combinaison [1,35G+1,5Q].

S : surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de $\frac{A}{B}$ est égale au rapport $\frac{a}{b}$.

- **Dimension de la semelle**

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A=B \longrightarrow S=B^2$.

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar.}$$

- **Vérification de la mécanique de sol**

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5 B$.

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

2. Semelle filante

2.1 Définition

La semelle filante fait partie des fondations superficielles, destinée à recevoir les murs porteurs, elle se réalise en béton armé dans une tranche continue sur tout le périmètre de la construction.

2.2 Méthode de calcul

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 : $\sum N$ de chaque file de poteau.

$S = B \times L$ Avec B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B = \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} \quad \text{Selon BAEL91.}$$

- **Vérification de la mécanique de sol**

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 2,5B$.

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

3. Radiers

3.1 Définition

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

- Avantages de la semelle unique :
 - diminution des risques de tassement
 - très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :
 - a. lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisseur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.
 - b. lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

3.2 Critère de choix

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.

- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment. Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage).

3.3 Principe de construction

On ne peut envisager la réalisation du radier qu'à certaines conditions :

- les charges apportées par le bâtiment doivent être régulièrement réparties : pas de bâtiment avec une partie haute et une partie moins haute pour ne pas engendrer des tassements incompatibles.
- La répartition des contraintes sous le radier est uniforme.
- Le terrain sous le radier n'est soumis qu'à des contraintes de compression en tout point.
- Le sol d'assise a une résistance régulière (pas de tassements différentiels, pas de points durs).
- La poussée d'Archimède due à une présence d'eau n'est pas trop forte (soulèvement de l'ensemble du bâtiment).

3.4 Différentes types de radier

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

- **Radier plat d'épaisseur constante**

Convient aux charges assez faibles et aux bâtiments de petite emprise

- facilité et rapidité d'exécution
- les murs ou les poteaux viennent s'appuyer directement sur la dalle avec possibilité de renforcer les sections de béton au droit des appuis.

- **Radier nervuré**

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessif, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle, elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux, cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux l'ensemble donne des alvéoles qu'il est nécessaire de remblayer si on

veut utiliser le sous-sol ou faire une deuxième dalle en partie haute les poteaux et les murs portent sur les poutres.

- **Radier champignon**

Dans le cas d'une construction ossature on peut traiter le radier selon le principe des planchers champignons ; il ne comporte pas de nervure, ce qui permet d'avoir une surface plate et dégagée pour de grandes portées.

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différents techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel d'analyse des structures « ROBOT », nous sommes parvenus à un certain nombre de constatations également au cours de notre étude.

Cette étude représente la première expérience dans notre profession à apprendre des différentes réglementations à appliquer et à respecter.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement.

Références bibliographiques

Les règlements :

- BAEL 91 modifié 99: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé.
- CCM 97 : Règlement de conception et de calcul des structures en acier.
- DTR BC2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- EC3 : Calcul des structures en acier.
- EC4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- RNV 2013 : Règlement neige et vent 2013.
- RPA 99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.

Les cours :

- Cours calcul au feu (Master 1) : Mme. M.BERDIAF.
- Cours charpente métallique (Master 1) : Mr. B.MENADI.
- Cours construction mixte (poteaux mixte acier-béton) : Mr. M.MIMOUNE
- Cours structure mixte (Master 1) : Mr. A.ZAHAF.
- Cours structure mixte : Dr. A.SETHI.
- Cours mécanique de sol 2 (chapitre de fondation) : Mr. Z.ZITOUNI.

Les livres :

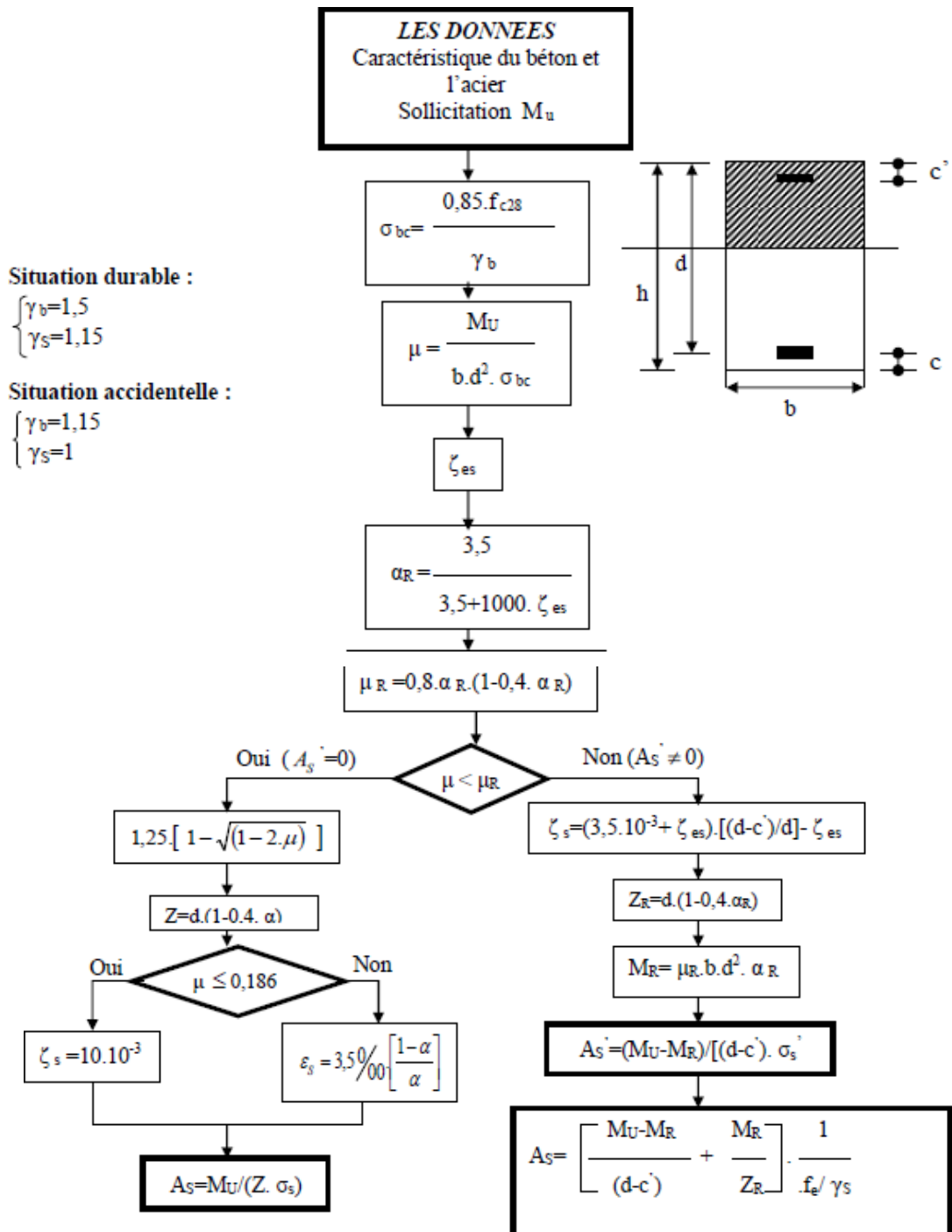
- Calcul des ouvrages géotechnique : Mr. A.BOUAFIA.
- Cours en charpente métallique I selon le règlement algérien C.C.M.97 et l'EUROCODE 3 : Mr : A.BARAKA.

Les photocopiés :

- Photocopié de la construction mixte (acier-béton) : Dr. N.KERNO.
- Photocopié fondation : Mme. S.BOUROKBA (U.S.T.O).

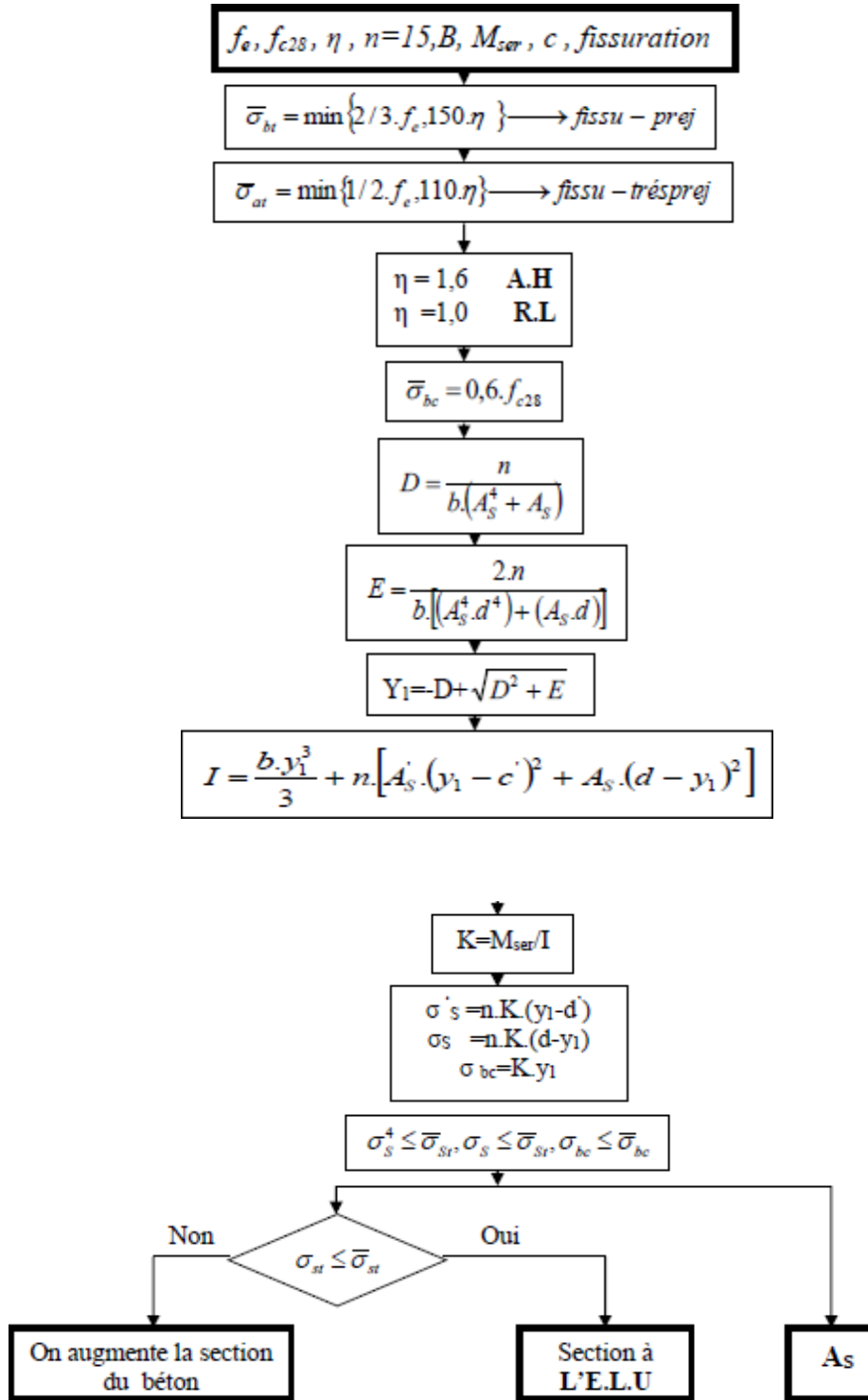
ORGANIGRAMME-I-

SECTION RECTANGULAIRE AL'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME-II-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S





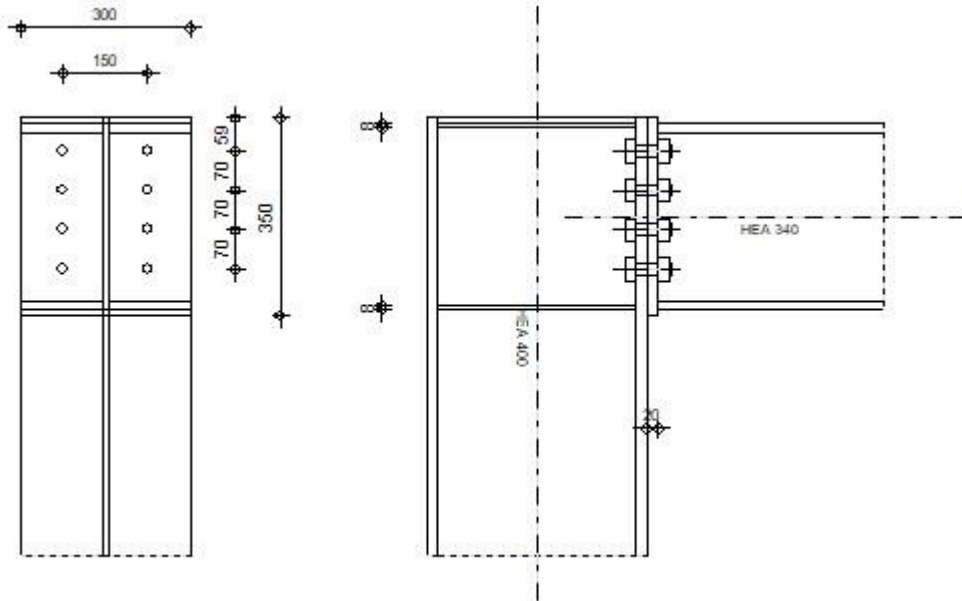
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,87



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 2837
Barres de la structure: 4601, 4646

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 4601
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 340
Barre N°: 4646
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{wb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tb} =$	17	[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
$A_b =$	133,47	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	27693,10	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28			
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	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
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	59	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	150	[mm]	
Entraxe $p_i =$	70; 70; 70	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	350	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	12	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur

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:	10: Q+G+EY (5+1+2)*1.00
$M_{b1,Ed}$	= 140,28 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$	= 90,48 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$	= 70,56 [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$	= 1,36 [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$	= -539,18 [kN] Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$	= -0,78 [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$	= -0,44 [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$	= -443,32 [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

A_{vb}	= 44,95 [cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd}$	= 713,64 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,13 < 1,00	vérifié (0,13)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb}	= 1850,48 [cm ³] Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd}$	= 508,88 [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}	= 1850,48 [cm ³] Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd}$	= 508,88 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$	= 508,88 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
h_f	= 314 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd}$	= 1623,23 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$	= 140,28 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$	= 0,00 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$	= 1,36 [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$	= -0,44 [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z	= 238 [mm] Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed}$	= 587,88 [kN] Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
A_{vs}	= 57,33 [cm ²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A_{vc}	= 57,33 [cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s	= 322 [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$	= 6,36 [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$	= 1,13 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd}$	= 1,13 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd}$	= 746,58 [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,79 < 1,00	vérifié (0,79)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc}	= 11 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$	= 320 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]

$t_{wc} = 11$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$A_{vc} = 57,33$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,82$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 57,24$ [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)]
$A_s = 19,62$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1139,27$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 298$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,88$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,88$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,38$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1058,58$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd} = 1058,58$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[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	48	-	75	-	70	301	383	301	383	220	276	220	276
2	48	-	75	-	70	301	285	285	285	140	70	70	70
3	48	-	75	-	70	301	285	285	285	140	70	70	70
4	48	-	75	-	70	301	333	301	333	220	226	220	226

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	62	-	75	-	70	392	499	392	499	266	362	266	362
2	62	-	75	-	70	392	343	343	343	140	70	70	70
3	62	-	75	-	70	392	343	343	343	140	70	70	70
4	62	-	75	-	70	392	343	343	343	266	207	207	207

m	- Distance du boulon de l'âme
m _x	- Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	- Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	- Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	- Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	- Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	- Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	- Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l _{eff,2}	- Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	- Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	- Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	- Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	- Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 211,68$ [kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 313,73$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	- résistance de la semelle du poteau à la flexion	
$F_{t,wc,Rd}$	- résistance de l'âme du poteau à la traction	
$F_{t,ep,Rd}$	- résistance de la platine fléchée à la flexion	
$F_{t,wb,Rd}$	- résistance de l'âme à la traction	
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$		[6.2.6.4], [Tab.6.2]

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t} w_{ct} w_{cfyc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	386,02	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 386,02$	386,02	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 649,79$	649,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 401,86$	401,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1023,14$	1023,14	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,46$	627,46	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 746,58$	746,58	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1058,58$	1058,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1623,23$	1623,23	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	220,37	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 347,51$	347,51	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 625,72$	625,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 348,62$	348,62	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 896,27$	896,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,46$	627,46	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 746,58 - 386,02$	360,56	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1058,58 - 386,02$	672,56	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1623,23 - 386,02$	1237,21	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 606,39 - 386,02$	220,37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 712,52 - 386,02$	326,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 610,30 - 386,02$	224,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1060,20 - 386,02$	674,18	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	27,58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 347,51$	347,51	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 625,72$	625,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 348,62$	348,62	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 896,27$	896,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,46$	627,46	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 746,58 - 606,39$	140,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1058,58 - 606,39$	452,19	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1623,23 - 606,39$	1016,84	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 247,95 - 220,37$	27,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 346,03 - 220,37$	125,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 735,93 - 606,39$	129,54	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 794,82 - 606,39$	188,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 211,13 - 220,37$	-9,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 365,75 - 220,37$	145,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 757,22 - 606,39$	150,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1311,76 - 606,39$	705,37	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	112,61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 366,45$	366,45	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 649,79$	649,79	Ame du poteau - traction

F_{t,Rd,comp} - Formule	F_{t,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4)} = 348,62$	348,62	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 896,27$	896,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,46$	627,46	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 746,58 - 633,97$	112,61	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1058,58 - 633,97$	424,61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1623,23 - 633,97$	989,26	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 523,91 - 27,58$	496,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 641,98 - 27,58$	614,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 647,89 - 247,95$	399,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 738,31 - 247,95$	490,36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1135,87 - 633,97$	501,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 962,23 - 633,97$	328,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 417,04 - 27,58$	389,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 722,45 - 27,58$	694,87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 522,61 - 247,95$	274,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 905,32 - 247,95$	657,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1068,70 - 633,97$	434,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1851,33 - 633,97$	1217,36	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	273	386,02	386,02	649,79	401,86	1023,14	423,36	627,46
2	203	220,37	347,51	625,72	348,62	896,27	423,36	627,46
3	133	27,58	347,51	625,72	348,62	896,27	423,36	627,46
4	63	112,61	366,45	649,79	348,62	896,27	423,36	627,46

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 161,07 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,87 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,87)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 180,96 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 224,86 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 245,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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	386,02	336,19	336,19	156,63
2	423,36	0,00	220,37	191,93	191,93	244,72
3	423,36	0,00	27,58	24,02	24,02	347,24
4	423,36	0,00	112,61	98,07	98,07	302,03

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1050,62 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	90,78	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	56,76	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	34,02	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	13206,68	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} =$	107,03	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	91,25	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	26,60	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	214,05	<	365,00	vérifié (0,59)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	188,23	<	365,00	vérifié (0,52)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	107,03	<	262,80	vérifié (0,41)

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)]
$L_b =$	64	[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	7,93	173,80
1	273	5	12	8	2	4,73	129,21
2	203	2	4	2	1	1,31	26,63
3	133	2	4	2	1	0,86	11,45
4	63	5	12	6	2	1,03	6,51

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 219 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 219 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 10 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 26759,93 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,06 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 13004,71 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 96925,85 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 6057,87 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

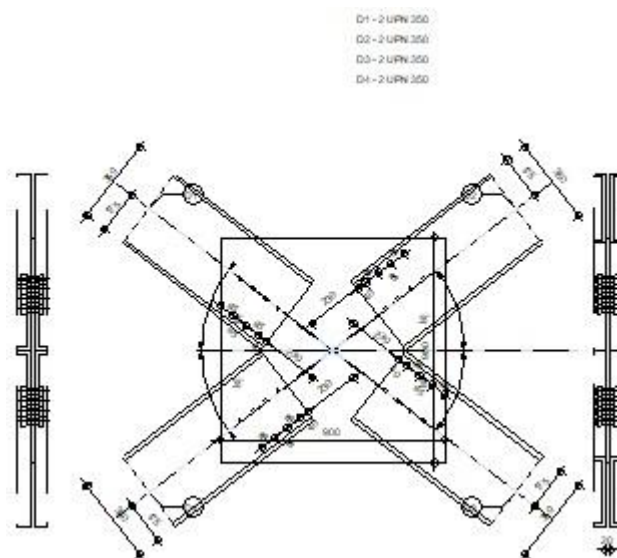
Ratio 0,87



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,86

GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 164
 Barres de la structure: 120, 74, 119, 85,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Barre N°:	120	74	119	85	
Profilé:	2 UPN 350	2 UPN 350	2 UPN 350	2 UPN 350	
h	350	350	350	350	mm
b _f	100	100	100	100	mm
t _w	14	14	14	14	mm
t _f	16	16	16	16	mm
r	16	16	16	16	mm
A	154,60	154,60	154,60	154,60	cm ²
Matériau:	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	
f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
f _u	365,00	365,00	365,00	365,00	MPa
Angle	α	37,7	37,7	37,7	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie 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 _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	65;65;65 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	175 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	230 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie 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 _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	65;65;65 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	175 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	230 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie 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 _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	65;65;65 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	175 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	230 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie 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 _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons

Classe = 8.8 Classe du boulon
Espacement des boulons 65;65;65 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 175$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 230$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 900$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 900$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 450$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 450$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
Matériau: ACIER
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

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: 15: $G+Q+1.25EY (1+2) * 1.00+5*1.25$

$N_{b1,Ed} = -627,80$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -552,82$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -646,60$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -569,36$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 188,16$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,61 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 247,7 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 398,39 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,73 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 214,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 284,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$F_{NSd} = -156,95 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$$

$$F_{x,Ed} = -156,95 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 156,95 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 214,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$$

$$F_{Rdz} = 284,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-156,95| < 214,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |0,00| < 284,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 156,95 < 188,16 \quad \text{vérifié} \quad (0,83)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A = 77,30 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section transversale du profilé en U}$$

$$A_{net} = 74,22 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$$N_{u,Rd} = 1950,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = 1816,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{i,Rd} \quad |-313,90| < 1950,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-313,90| < 1816,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 22,96$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 22,12$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 635,3$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,49)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -313,90 < 635,33$	vérifié

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 188,16$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,61$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 247,7$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$ 6] trou 2

Direction z

$k_{1z} = 2,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,44 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 398,39$ [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 platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,73$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,73 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 214,58$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,44 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 284,57$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -138,21$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -138,21$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 138,21$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 214,58$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 284,57$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$F_{NSd} = -138,21$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -138,21 < 214,58$ vérifié (0,64)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 284,57$ vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$138,21 < 188,16$ vérifié (0,73)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 77,30$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 74,22$ [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1950,50$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1816,55$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -276,41 < 1950,50$ vérifié (0,14)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -276,41 < 1816,55$ vérifié (0,15)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 22,96$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 22,12$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 635,3$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -276,41 < 635,33$ vérifié (0,44)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 188,16$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
--	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,61$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 247,7$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,44 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 398,39$ [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 platine

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,73$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,73 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 214,5$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,44 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 284,57$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -161,65$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -161,65$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 161,65$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 214,58$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 284,57$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -161,65 < 214,58$	vérifié (0,75)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 284,57$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$161,65 < 188,16$	vérifié (0,86)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 77,30$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 74,22$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1950,50$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1816,55$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{iRd}$	$ -323,30 < 1950,50$	vérifié (0,17)
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -323,30 < 1816,55$	vérifié (0,18)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 22,96$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 22,12$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 635,3$ [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 * N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -323,30 < 635,33$	vérifié (0,51)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 188,16$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,61$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 247,7$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	2,44 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 398,39$ [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 platine

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,73$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,73 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 214,58$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,44 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 284,57$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -142,34$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -142,34$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 142,34$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 214,58$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 284,57$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -142,34 < 214,58$	vérifié (0,66)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 284,57$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$142,34 < 188,16$	vérifié (0,76)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 77,30$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 74,22$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{u,Rd} = 1950,50$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 1816,55$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{t,Rd}$	$ -284,68 < 1950,50$	vérifié (0,15)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -284,68 < 1816,55$	vérifié (0,16)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 22,96$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 22,12$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd} = 635,3$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{eff,Rd}$	$ -284,68 < 635,33$	vérifié (0,45)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,86



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

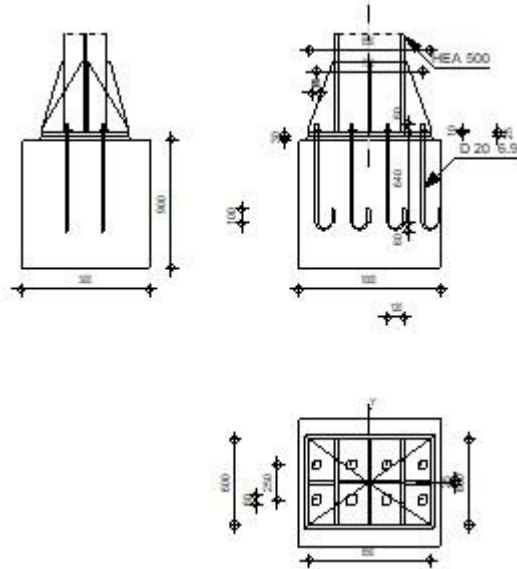


Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,95



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 69
Barres de la structure: 35

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 500
Barre N°: 35
 $L_c = 3,40$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 490$ [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
 $t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 197,54$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 850$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 600$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 410,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 250; 250$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 250$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]
 $L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 850$ [mm] Longueur
 $w_s = 600$ [mm] Largeur
 $h_s = 490$ [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

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 900$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25
 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 20$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 9: Q+G+EX (4+1+2) *1.00

$N_{j,Ed} =$	-2970,44	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	545,80	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	1,01	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	2,13	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	11,63	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	14,76	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{Mo}))}$				
$c =$	58	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	138	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	415	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	573,72	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3731,00	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	2438,44	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	28,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	3094,44	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	1006,71	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	1255,67	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	8767,99	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	2852,48	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	3557,89	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	10543,23	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	2477,66	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	511	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	4844,68	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	6650,66	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{Vc,Rd,z} =$	1554,68	[kN*m]	Résistance réduite (cisaillement) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.8.(5)]
$h_{f,z} =$	301	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	5169,93	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	8767,99	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	2852,48	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	3557,89	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,34 < 1,00$	vérifié	(0,34)
$e_y = 1$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 256$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 375$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 4,07$ [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)	$0,52 < 1,00$	vérifié	(0,52)
$e_z = 4$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 150$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 125$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 27,14$ [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)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,95 < 1,00$	vérifié	(0,95)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,65$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 365,00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,76$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,76$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 276,52$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,32$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 47,80$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,48$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 53$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 15,33$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 67,51$ [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]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 62,51$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 497,6$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,26$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,78$ 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 CEB

$V_{Rk,c,y}^0$	497,6 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	$\frac{2}{2}$	d'ancrage	[9.3.4.(a)]
$\psi_{\alpha,V,y}$	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)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y}$	45,89 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	118,7 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	0		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$	1,00	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)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z}$	54,95 [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)]
$N_{c,Ed}$	2970,44 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	891,13 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$	1013,80 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,54 < 1,00	vérifié	(0,54)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	1013,80 [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)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,54 < 1,00	vérifié	(0,54)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

M_1	39,36 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	437,32 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	128 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	69299,43 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	5,86 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	21,97 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	35,70 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	62,11 [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)	0,26 < 1,00	vérifié	(0,26)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

M_1	105,00 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	714,30 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	187 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	50678,68 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	33,59 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	67,93 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$M_1 = 105,00$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\tau = 58,31$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 106,44$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,45 < 1,00$ vérifié (0,45)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 27,33$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 364,44$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 152$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 61688,99$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 5,64$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 16,07$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 29,75$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 51,84$ [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)		$0,22 < 1,00$ vérifié (0,22)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 18,74$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 18,74$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 9,28$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} = 0,04$ [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)		$0,07 < 1,00$ vérifié (0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,12 < 1,00$ vérifié (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,11 < 1,00$ vérifié (0,11)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 23,18$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 23,18$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 29,75$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 69,32$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,20 < 1,00$ vérifié (0,20)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 61,85$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 61,85$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 48,59$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 149,61$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,44 < 1,00$ vérifié (0,44)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 16,10$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 16,10$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 24,79$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 53,67$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,16 < 1,00$ vérifié (0,16)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 57,27$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 57,27$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 45,81$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 139,33$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	57,27	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[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)				0,41 < 1,00 vérifié (0,41)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	57,27	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	57,27	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	47,73	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	141,25	[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)				0,41 < 1,00 vérifié (0,41)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	57,27	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	57,27	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	28,43	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	124,67	[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)				0,36 < 1,00 vérifié (0,36)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	138	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	415	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$K_{13,y} =$	29	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	565	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	90	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$K_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,17		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	786167,38	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	1611591,88	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$K_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$K_{13,z} =$	42	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	417	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	96	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,z} =$	6	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$K_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,50		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	402126,01	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	192096,26	[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:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

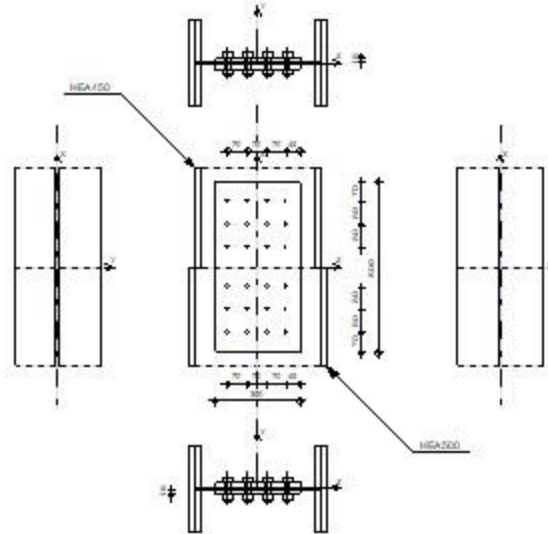
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,95



Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,97

GENERAL

Assemblage N°: 5
Nom de l'assemblage : Epissure du poteau
Noeud de la structure: 2138
Barres de la structure: 3587, 3792

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 500
 $h_{c1} = 490$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{rc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc1} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc1} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c1} = 197,54$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc1} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E24
 $f_{yc1} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc1} = 365,00$ [MPa]

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 450
 $h_{c2} = 440$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{rc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc2} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc2} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c2} = 178,03$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc2} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E24
 $f_{yc2} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc2} = 365,00$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} =$	600 [mm]	Longueur de la platine
$h_{pw} =$	300 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{pw} =$	15 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24	
$f_{ypw} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{upw} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE

Boulons raccordant une éclisse d'ame à l'ame du poteau

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage A

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
$f_{yb} =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	45 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	80 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	70 [mm]	Entraxe

PAROI SUPERIEURE

Boulons raccordant une éclisse d'ame à l'ame du poteau

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage A

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
$f_{yb} =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	45 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	80 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	70 [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: 10: Q+G+EY (5+1+2)*1.00

ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} =$	-1062,56	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed1} =$	8,14	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed1} =$	-42,09	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} =$	63,54	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed1} =$	-4,55	[kN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed2} =$	-951,49	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed2} =$	-9,41	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed2} =$	41,53	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} =$	73,05	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed2} =$	-15,48	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE


Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 90,00$	-1062,56	-	$N_{Ed,pw} = -1062,56$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z


Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 90,00$	$V_{z,Ed,pw} = -42,09$

Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,pw} = 90,00$	$V_{y,Ed,pw} = 8,14$


$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (2 * A_{pw})$$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 6750,00$	63,54	$M_{y,Ed,pw} = 63,54$

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pw} = 180,90$	$M_{z,Ed,pw} = -4,55$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (2 * I_{z,pw})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 195,4 \text{ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un } = 3 \text{] boulon}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$$

$$k_{1x} > 0,0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 157,68$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \alpha_{bx} f_u d \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,92$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,92 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 144,54$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d \sum t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la plaquette			
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 $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 394,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \alpha_{bx} f_u d \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	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	
$F_{b,Rd2z} = 295,65$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (C - 1) \cdot p_2)$
$M_y = 57,2$ [kN* 2 m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 88,5$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 3,51$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 48,1$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 36,7$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 136,73$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 40,2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 142,52$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 157,68$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 144,54$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 136,73 < 157,68$	vérifié (0, 87)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 40,22 < 144,54$	vérifié (0, 28)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$142,52 < 195,43$	vérifié (0, 73)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU


Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
----	--------	-----------------------------	-----------------------------	------------	-------------------	--------------------	------

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		33,60	21,60	-42,09 (*)	771,24 (*)	0,05	vérifié

(*) V₀ = V_{zEd1}

(*) V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		27,75	27,00	-21,05 (*)	770,70 (*)	0,03	vérifié

(*) V₀ = V_{zEd1}

(*) V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A _t =	72,13	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
A _{t,net} =	44,13	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})			0,55 < 0,80	
W =	3549,99	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
W _{net} =	3549,99	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
M _{c,Rdnet} =	834,25	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	M _{c,Rdnet} = W _{net} *f _{yp} /γ _{M0}
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}			63,54 < 834,25	vérifié (0,08)
A _v =	58,80	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	A _v = h _p *t _p
A _{v,net} =	49,20	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	A _{vnet} = A _v - n _v *d ₀ *t _p
V _{pl,Rd} =	797,78	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	V _{pl,Rd} = (A _v *f _{yp})/(√3*γ _{M0})
V ₀ ≤ V _{pl,Rd}			-42,09 < 797,78	vérifié (0,05)

ÉCLISSE D'AME

A _t =	1,61	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
A _{t,net} =	1,61	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})			0,90 > 0,80	
W =	225,00	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
M _{c,Rd} =	52,88	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	M _{c,Rd} = W*f _{yp} /γ _{M0}
M ₀ ≤ M _{c,Rd}			28,61 < 52,88	vérifié (0,54)
A _v =	45,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	A _v = h _p *t _p
A _{v,net} =	33,00	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	A _{vnet} = A _v - n _v *d ₀ *t _p
V _{pl,Rd} =	610,55	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	V _{pl,Rd} = (A _v *f _{yp})/(√3*γ _{M0})
V ₀ ≤ V _{pl,Rd}			-21,05 < 610,55	vérifié (0,03)

PAROI SUPERIEURE


Effort axial

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed}) [kN]	Force résultante N _{Ed,i} [kN]
	A _{pw} = 90,00	-951,49	-	N _{Ed,pw} = -951,49

N_i = (N_{Ed}*A_i)/(2*A_{wp})

N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})


Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{zEd,i} [kN]
	A _{z,pw} = 90,00	V _{z,Ed,pw} = 41,53

Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]
---------	-------------------------------------	--------------------------

Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,pw} = 90,00$	$V_{y,Ed,pw} = -9,41$


$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (2 * A_{pw})$$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 6750,00$	73,05	$M_{y,Ed,pw} = 73,05$

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pw} = 180,90$	$M_{z,Ed,pw} = -15,48$

$$M_{z,i} = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (2 * I_{z,pw})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 195,4 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un } F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 151,11 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,92 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,92 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 138,52 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 394,20 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,75 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,75 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 295,65 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$e_0 = 150 \text{ [mm]} \text{ Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un } e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$$

$$M_y = 79,2 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \text{ Moment fléchissant réel} \quad M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$$

cisaillement des boulons

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$
$F_{x,N} = 79,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 3,46$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 66,7$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 50,8$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 146,04$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 54,32$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 155,82$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 151,11$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 138,52$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 146,04 < 151,11$ vérifié	(0,97)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 54,32 < 138,52$ vérifié	(0,39)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$155,82 < 195,43$ vérifié	(0,80)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		29,32	20,70	41,53 (*1)	700,09 (*)	0,06	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		27,75	27,00	20,76 (*1)	770,70 (*)	0,03	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 66,13$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 40,13$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,55 < 0,80$
$W = 2896,44$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 2896,44$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 680,66$ [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}$		$ 73,05 < 680,66$ vérifié (0,11)
$A_v = 50,60$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 41,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 686,53$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		$ 41,53 < 686,53$ vérifié (0,06)

ÉCLISSE D'AME

$A_t = 9,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6,00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,60 < 0,80$$

$W = 225,00$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 211,90$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 49,80$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |39,64| < 49,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,80)$$

$A_v = 45,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$A_{v,net} = 33,00$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$V_{pl,Rd} = 610,55$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |20,76| < 610,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,97



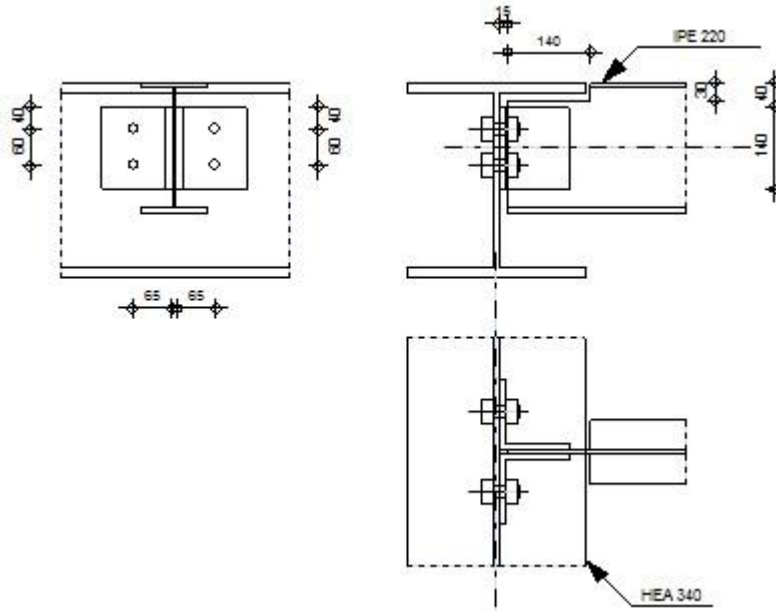
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,82



VII.1 Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 3626

Barres de la structure: 5671, 5774

VII.2 Géométrie

VI.2.1 Poutre principale

Profilé: HEA 340

Barre N°: 5671

$\alpha =$ -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_g =$ 330 [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

$t_{fg} =$ 17 [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

Profilé: HEA 340

$A_p = 133,47 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre principale

$I_{yp} = 27693,10 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER E28

$f_{yg} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance de calcul

$f_{ug} = 405,00 \text{ [MPa]}$ Résistance à la traction

VI.2.2 Poutre

Profilé: IPE 220

Barre N°: 5774

$\alpha = 0,0 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison

$h_b = 220 \text{ [mm]}$ Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 110 \text{ [mm]}$ Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 9 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 12 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 33,37 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 2771,84 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance de calcul

$f_{ub} = 405,00 \text{ [MPa]}$ Résistance à la traction

VI.2.3 Encoche de la poutre

$h_1 = 30 \text{ [mm]}$ Encoche supérieur

$h_2 = 0 \text{ [mm]}$ Encoche inférieure

$l = 140 \text{ [mm]}$ Longueur de l'encoche

VI.2.4 Cornière

Profilé: CAE 120x12

$h_k = 120 \text{ [mm]}$ Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 120 \text{ [mm]}$ Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 12 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 13 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$h_k = 120$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$l_k = 140$ [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

VI.2.5 Boulons

VI.2.5.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 40$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

VI.2.6 Soudures

$a_{ab} = 10$ [mm] Soudures d'angle entre la cornière et la poutre

VI.2.7 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

VII.3 Efforts

Cas: 7: ELU $1*1.35+2*1.50$

$N_{b,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 29,07$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 17,99$ [kN*m] Moment fléchissant

VII.4 Résultats

VI.4.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

VI.4.1.1 Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 180,96$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 211,68$ [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 de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ **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**

$F_{b,Rd1x} = 130,40$ [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**

$\alpha_{bz} = 0,66$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 101,43$ [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

$k_{1x} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 137,26$ [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**

$\alpha_{bz} = 0,61$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,61 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 117,82$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^* t / \gamma_{M2}$

VI.4.1.2 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,99$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 7,27$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 16,4$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum Z_i^2$

$F_{x,Ed} = 16,4$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 7,27$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 17,9$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 130,40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 101,43$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 16,46 < 130,40$	vérifié	(0,13)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 7,27 < 101,43$	vérifié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$17,99 < 180,96$	vérifié	(0,10)

Traction des boulons

$e = 95$ [mm] Distance du centre de gravité des groupes de soudures du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 10,4$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 173,65$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$173,65 < 211,68$	vérifié	(0,82)
--------------------------	-------------------	---------	--------

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

$F_{V,Ed} = 17,99$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,69 < 1,00$	vérifié	(0,69)
--	---------------	---------	--------

VI.4.2 Résistance des soudures

VI.4.2.1 Soudures d'angle entre la cornière et la poutre

$e = 95$ [mm] Distance du centre de gravité des groupes de soudures du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 10,38$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$

$A_w = 35,00$ [cm²] Aire de la section des soudures

$I_0 = 1883,50$ [cm⁴] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_{Fx} = 0,00$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial $\tau_{Fx} = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_w$

$\tau_{Fz} = 4,15$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant $\tau_{Fz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / A_w$

$\tau_{Mx} = 41,60$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x $\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$

$\tau_{Mz} = 38,57$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z $\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$

$\tau = 59,84$ [MPa] Contrainte résultante $\tau = \sqrt{[(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]}$

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 220,07$ [MPa] $f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

$\tau \leq f_{vw,d}$	$59,84 < 220,07$	vérifié	(0,27)
----------------------	------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,82



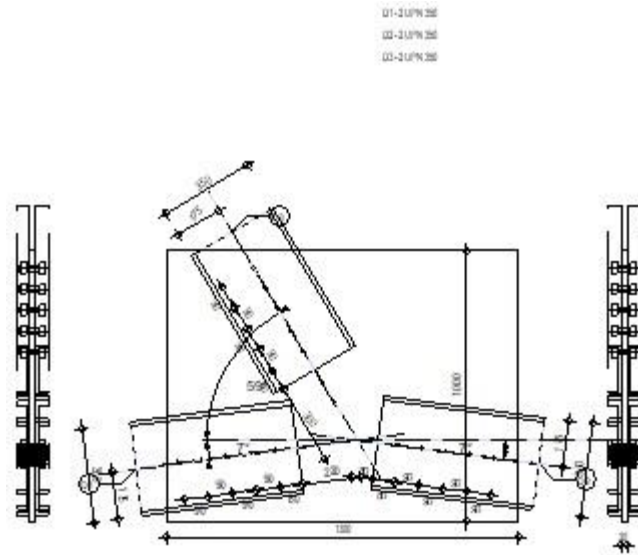
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,86



GENERAL

Assemblage N°: 8
Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
Noeud de la structure: 3684
Barres de la structure: 5929, 5931, 5930,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3		
Barre N° :	5929	5931	5930		
Profilé:	2 UPN 350	2 UPN 350	2 UPN 350		
h	350	350	350		mm
b_f	100	100	100		mm
t_w	14	14	14		mm
t_f	16	16	16		mm
r	16	16	16		mm
A	154,60	154,60	154,60		cm ²
Matériau:	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24		
f_y	235,00	235,00	235,00		MPa
f_u	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α				Deg
Longueur	l				m
	1,36	1,36	2,38		

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

d = 20 [mm] Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 5 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 90;90;90;90 [mm]
e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 175 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 220 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 5 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 90;90;90;90 [mm]
e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 175 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 80 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 5 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 90;90;90;90 [mm]
e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 175 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 300 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l_p = 1300 [mm] Longueur de la platine
h_p = 1000 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 0 [mm] Grugeage
v₁ = 0 [mm] Grugeage
h₂ = 0 [mm] Grugeage
v₂ = 0 [mm] Grugeage
h₃ = 0 [mm] Grugeage
v₃ = 0 [mm] Grugeage
h₄ = 0 [mm] Grugeage
v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-50;200)

e_v = 300 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e_H = 700 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_v = 300$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.
 Matériau: ACIER E28
 $f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

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: 9: Q+G+EX (4+1+2) * 1.00

$N_{b1,Ed} = -570,16$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -811,87$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -359,38$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 188,16$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 408,8$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
 $= 0$]

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 408,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,70$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,70 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 225,94$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 324,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -114,03$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$

$F_{NSd} = -114,03$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -114,03$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 114,03$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 225,94$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 324,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -114,03 < 225,94$ vérifié (0,50)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 324,00$ vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$114,03 < 188,16$ vérifié (0,61)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 77,30$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 74,22$ [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1950,50$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1816,55$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -285,08 < 1950,50$ vérifié (0,15)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{plRd}$	$ -285,08 < 1816,55$ vérifié (0,16)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 22,96$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 47,74$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 982,9$ [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 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -285,08 < 982,94$ vérifié (0,29)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 188,16$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
--	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 408,8$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
---------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 408,80$ [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 platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 324,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
---------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 324,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -162,37$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -162,37$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 162,37$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 324,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 324,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -162,37 < 324,00$	vérifié (0, 50)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 324,00$	vérifié (0, 00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$162,37 < 188,16$	vérifié (0, 86)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 77,30$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 74,22$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1950,50$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1816,55$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -405,94 < 1950,50$	vérifié (0, 21)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{plRd}$	$ -405,94 < 1816,55$	vérifié (0, 22)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 22,96$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 47,74$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 982,9$ [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 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -405,94 < 982,94$	vérifié (0, 41)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 188,16$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 408,8$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 408,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50	$> 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00	$> 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	324,00 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	$> 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00	$> 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	324,00 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} =$	-71,88 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} =$	-71,88 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	0,00 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	71,88 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	324,00 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	324,00 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -71,88 < 324,00$	vérifié	(0,22)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 324,00$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$71,88 < 188,16$	vérifié	(0,38)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A =$	77,30 [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} =$	74,22 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{u,Rd} =$	1950,50 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1816,55 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -179,69 < 1950,50$	vérifié	(0,09)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -179,69 < 1816,55$	vérifié	(0,10)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	22,96 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	47,74 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	982,94 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -179,69 < 982,94$	vérifié	(0,18)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,86