

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 GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Construction métalliques et mixtes

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+10 ETAGES+2 SOUS-SOL EN
CHARPENTE METALLIQUE AVEC TOITURE METALLIQUE
SUR LE VIDE L

Présenté par :

M^r. AMANI Samir
M^r. LAHLOH Abdennour
M^r. NADER Mohamed

Devant les membres de jury :

M ^{me} : BEREDIAFE.M	U. Saad Dahleb-Blida	President
M ^r : RAHMANI. K	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
M ^r : ZAHAF. A	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Septembre 2022

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.

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.*

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 mon binôme :

Abdenour lahloh et nader mohamed et sa famille respectives.



samir

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.*

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*

Que j'aime beaucoup.

A mon binôme :

Amani samir et Nader mohammed et sa famille respective.



ABDENNUR

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.*

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 :

Amani Samir et Lahloû Abdenour et sa famille respectives.



NADER

Résumé :

Ce projet vise à étudier un bloc R+10+2 sous-sols en charpente métallique et d'une forme L, avec une toiture sur le vide du L.

La structure a été étudiée en plusieurs étapes : d'abord description de l'ouvrage, ensuite le pré dimensionnement des éléments et l'étude des effets de la neige et du vent selon le (RNV99), après l'étude sismique et dynamique selon le (RPA99) en utilisant le logiciel ETABS, puis l'étude des assemblages et l'infrastructure.

Cette étude termine par l'étude de la toiture.

Abstract:

This project aims to study an R + 10 + 2 basement block in a metal frame and of an L shape, with a roof on the void of the L.

The structure was studied in several stages: first description of the structure, then the pre-sizing of the elements and the study of the effects of snow and wind according to (RNV99), after the seismic and dynamic study according to the (RPA99) using the ETABS software,

Then the study of the assemblies and the infrastructure.

This study ends with the study of the roof.

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مبنى ذو طابق ارضي + 10 + 2 تحت ارضي (في إطار معدني وشكل L، مع سقف في الفراغ L).

تمت دراسة الهيكل على عدة مراحل: أولاً وصف الهيكل، ثم الأبعاد المسبقة للعناصر ودراسة تأثيرات الثلج والرياح وفقاً لـ (RNV99)، بعد الدراسة الزلزالية والديناميكية وفقاً لـ (RPA99) باستخدام برنامج ETABS، ثم دراسة أنماط الربط بين مختلف العناصر الإنشائية بالإضافة إلى دراسة البنية التحتية.

تنتهي هذه الدراسة بدراسة السقف.

TABLE DES MATIERES

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES	
Introduction générale.....	1
CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	2
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation du projet	3
I.3. Conception architecturale	3
I.4. Localisation et données concernant le site.....	3
I.5. Données géométriques de bâtiment	3
I.5.1. Superstructure horizontale	8
I.5.1.1. Plancher courant	8
I.5.1.2. Plancher terrasse	10
I.5.2. Superstructure verticale.....	10
I.6. Conception des escaliers	10
I.7. Les assemblages.....	11
I.8. Les fondations.....	12
I.9. Caractéristiques des matériaux	12
I.10. Règlements utilisés	14
I.11. Conclusion	15
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	16
II.1. Introduction	17
II.2. Les planchers	17
II.2.1. Généralité.....	17
II.2.2. Les planchers collaborant mixte acier-béton	17
II.2.3. Les charges	18
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	19
II.3.1. Prédimensionnement des solives	19
II.3.1.1. Plancher terrasse inaccessible	19
II.3.1.2. Plancher Courant.....	27
II.3.1.3. Plancher de RDC.....	28
II.3.2. Prédimensionnement des Poutres	28
II.3.2.1. Poutres Principales (Porteuses)	29
II.3.2.2. Poutres Secondaires	39
II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	40
II.3.3.1. Principe de calcul	40

II.3.3.2. Pré dimensionnement	43
II.3.3.3. Vérification du flambement	44
CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE.....	48
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	51
III.3.3. Données relatives au site	51
III.3.4. Direction du vent V1	51
III.3.4.1. Pression dynamique de pointe	52
III.3.4.2. Calcul de la pression due au vent.....	53
III.3.5. Direction V2	55
III.3.5.1. Pression dynamique de pointe	55
III.3.5.2. Calcul de la pression due au vent.....	57
III.3.6. Calcul des forces de frottement	59
III.3.7. Action d'ensemble	59
III.4. Conclusion.....	63
CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	64
IV.1. Introduction.....	65
IV.2. Les escaliers	65
IV.2.1. Introduction	65
IV.2.2. La vérification de la relation de BLONDEL	65
IV.3. L'acrotère.....	77
IV.3.1. Introduction	77
IV.3.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère	78
IV.3.3. Détermination des efforts	79
IV.3.4. Ferrailage de l'acrotère	79
IV.3.5. Vérifications	81
IV.4. Conclusion	84
CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE.....	85
V.1. Introduction	86
V.1.1. Choix de la méthode de calcul.....	86
V.1.2. La méthode statique équivalente	86
V.1.3. La méthode modale spectrale	87
V.1.4. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode	88
V.2. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)	88
V.3. Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)	89
V.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	89
V.5. Résultats de l'analyse dynamique	90
V.5.1. Modèle 1	90
V.5.2. Modèle 2	93
V.5.3. (Modèle final).....	96

V.6. Conclusion.....	104
CHAPITRE VI : VERIFICATIONS DES ELEMENTS STRUCTURAUX	105
VI.1. Introduction.....	106
VI.2. Les phénomènes d’instabilité.....	107
VI.2.1. Le flambement.....	107
VI.2.2. Le déversement	108
VI.3. Les vérifications.....	111
VI.4. Conclusion	121
CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES.....	122
VII.1. Introduction	123
VII.2. Modes d’assemblages	123
VII.3. Calcul des assemblages	123
VII.3.1. Assemblages poteau - poutre	124
VII.3.1.1. Calcule de la soudure poutre HEA 340.....	125
VII.3.1.2. Choix de diamètre du boulon	125
VII.3.2. Assemblage poutre HEA340–solive IPE180.....	131
VII.3.2.1. Assemblages par double cornière.....	131
VII.3.2.2. Choix de diamètre du boulon	132
VII.3.3. Assemblage des éléments de contreventement.....	134
VII.3.3.1. Assemblage des trois barres de la stabilité en Y	134
VII.3.3.2. Assemblage des diagonales	135
VII.3.4. Assemblage pied de poteau.....	136
VII.3.4.1. Introduction	136
VII.3.4.2. Définitions.....	137
VII.3.4.3. Vérifications	138
CHAPITRE VIII : Etude de fondation	141
VIII. Calcul les éléments du sous-sol	142
VIII.1. Introduction	142
VIII.2. Etude les éléments du sous-sol.....	142
VIII.2.2. Dimensionnement du poteux sous-sol.....	147
VIII.3. Etude des fondations.....	149
VIII.3.1. Introduction	149
VIII.3.2. Définition de fondation.....	149
VIII.3.3. Les différents types de fondations	149
VIII.3.4. Critères de choix d’un type de fondation.....	149
VIII.3.5. Fondations superficielles	150
VIII.3.5.1. Types des fondations superficielles	150
VIII.3.5.2. Calcul des fondations superficielles.....	151
VIII.3.7. Calcul des semelles filantes.....	157
VIII.3.7.1. Dimensionnement :	157
VIII.3.7.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes.....	158
VIII.3.8. Radier général.....	159
VIII.3.8.1. Prédimensionnement du radier	159
VIII.3.8.2. Caractéristique géométrique du radier	162

VIII .3.8.3. Vérification nécessaire.....	163
VIII.3.8.4. Ferrailage du radier	165
VIII.4. Conclusion.....	176
CHAPITRE IX : Etude de la toiture	177
IX.1. Introduction.....	178
IX.2. Composants de toiture.....	178
IX.3. Les cornières	179
IX.4. Présentation de la toiture.....	179
IX.5. Détermination des charges et surcharges	180
IX.6. Modélisation	181
IX.7. Analysis Results.....	184
IX.7.1. Structure Results	184
IX.7.2. Story Results	185
IX.7.3. Modal Results.....	186
IX.8. Conclusion	187
CONCLUSION.....	188
Références bibliographiques	
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Coupe AA.	4
Figure I. 2: Façade principale.	5
Figure I. 3: Etage courant.	6
Figure I. 4: Etage RDC.	7
Figure I. 5: Composition de plancher courant.	8
Figure I. 6: Caractéristiques de HI-BOND55-750.	8
Figure I. 7: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).	9
Figure I. 8: Escaliers en charpente métallique.	11
Figure I. 9: Boulon HR.	11
Figure I. 10: Types des fondations.	12
Figure I. 11: Diagramme contraintes / déformations à ELU.	14
Figure II. 1: Largeur participante de la dalle.	23
Figure II. 2: Schéma des positions des connecteurs	25
Figure II. 3: Largeur participante de la dalle.	34
Figure II. 4: Schéma des positions des connecteurs	36
Figure II. 5: Le poteau le plus sollicité.	41
Figure II. 6: Le Schéma Statique Poteau pour les étages.	45
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.	57
Figure IV. 1: Coupe horizontale des Escaliers.	66
Figure IV. 2: Schème représentant les dimensions de l'escalier (Etage).	67
Figure IV. 3: Les constituants d'une marche.	67
Figure IV. 4: Schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC).	74
Figure IV. 5: Dimensions de l'acrotère	77
Figure IV. 6: Schéma statique de l'acrotère	79
Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	84
Figure V. 1: Spectre de réponse.	88
Figure V. 2: Vue en 3D Structure auto stable.	90
Figure V. 3: Vue en 2D Structure auto stable.	91
Figure V. 4: Structure avec palées triangulées en X et en V.	93
Figure V. 5: Structure avec palées triangulées en X et en V.	95
Figure V. 6: Model final avec contreventements en X et Y.	96

Figure VI. 1: Vue en plan de la structure.....	106
Figure VI. 2: Vue en 2D suivant YZ	107
Figure VI. 3: Vue en 2D suivant XZ	107
Figure VI. 4: Phénomène du flambement.....	108
Figure VI. 5: Phénomène du déversement.....	108
Figure VI. 6: Facteurs de distribution de la rigidité.....	109
Figure VI. 7: Les types des systèmes de contreventement.	118
Figure VII. 1: Assemblage poteau – poutre.....	127
Figure VII. 2: Assemblage solive-poutre.....	133
Figure VIII. 1: COUPE AU NIVEAU SOUS SOL.....	142
Figure VIII. 2: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.	143
Figure VIII. 3: Ferrailage du voile périphérique sens z-z.....	146
Figure VIII. 4: Ferrailage du voile périphérique sens y-y.	147
Figure VIII. 5: Ferrailage poteau sous-sol.....	148
Figure VIII. 6: Les différents types de fondations superficielles.	150
Figure VIII. 7: Semelle isolée sous poteau.	155
Figure VIII. 8: Les bulles de pression.....	157
Figure VIII. 9: Schéma d'une semelle filante sous poteaux	157
Figure VIII. 10: Radier Général.....	159
Figure VIII. 11: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	159
Figure VIII. 12: Section semelle en T.....	161
Figure VIII. 13: Schéma du radier	167
Figure VIII. 14: Ferrailage de la dalle du radier.....	170
Figure VIII. 15: Ferrailage des nervures.....	173
Figure VIII. 16: Schéma statique des débords	173
Figure VIII. 17: Ferrailage du débord.....	175
Figure IX. 1: exemple de toiture.....	178
Figure IX. 2: poutre a treillis en croix	178
Figure IX. 3: nœud dans une poutre treillis.	179
Figure IX. 4: vue en plan	179
Figure IX. 5: Schéma statique sous charge d'entretien	180
Figure IX. 6: Moment due à la charge d'entretien.....	181
Figure IX. 7: vue 3D de modèle	182
Figure IX. 8: capture de resultat de lanalyse	182
Figure IX. 9: vue 3D de modèle final	183
Figure IX. 10: capture de resultat de lanalyse.	184

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Caractéristiques de HI-BOND55-750	9
Tableau I. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson	9
Tableau I. 3: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	12
Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques	14
Tableau II. 1: Caractéristiques du profilé IPE180	20
Tableau II. 2: Les vérifications due la solive IPE270 (plancher courant)	28
Tableau II. 3: Les vérifications due la solive IPE270 (plancher courant)	28
Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé (HEA 260).....	29
Tableau II. 5: Les vérifications due la poutre HEA 260 (plancher courant).....	39
Tableau II. 6: Les vérifications due la poutre HEA 260 (RDC)	39
Tableau II. 7: Les poutre Secondaires de la structure	39
Tableau II. 8: Caractéristiques du profilé (HEA 200).....	40
Tableau II. 9: La descente de charge permanente de poteau central	42
Tableau II. 10: La charge d'exploitation des trois types de poteau	43
Tableau II. 11: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	44
Tableau II. 12: Les vérifications du flambement pour poteau central	46
Tableau II. 13: Choix final de profilé.....	47
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
Tableau III. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1). $d < e$	54
Tableau III. 7: Récapitulatif(V1)	55
Tableau III. 8: Coefficient de rugosité.....	55
Tableau III. 9: Coefficient topographique.	56
Tableau III. 10: Coefficient Intensité de turbulence.....	56
Tableau III. 11: Coefficient d'exposition.	56
Tableau III. 12: Tableau Récapitulatif.....	56
Tableau III. 13: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	58
Tableau III. 14: Récapitulatif(V1)	58
Tableau III. 15: Récapitulatif pour les valeurs de C_d dans les deux directions.....	62
Tableau III. 16: Force d'application d'ensemble direction V1.....	63
Tableau III. 17: Force d'application d'ensemble direction V2.....	63

Tableau IV. 1: Les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent	79
Tableau IV. 2: Les caractéristiques de la cornière.....	84
Tableau IV. 3: Les caractéristiques du limon	84
Tableau IV. 4: Les caractéristiques de la poutre palière.....	84
Tableau V. 1: Les profilé modale 1.....	91
Tableau V. 2: Modal participating mass ratios modale 1	92
Tableau V. 3: Les profilé modale 2	93
Tableau V. 4: Modal participating mass ratios modale 2	95
Tableau V. 5: changement des section (poteaux et poutres).....	96
Tableau V. 6: Modal participating mass ratios modal final.....	97
Tableau V. 7: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.....	99
Tableau V. 8: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	99
Tableau V. 9: Facteur de qualité.....	100
Tableau V. 10: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle.....	101
Tableau V. 11: Vérification de l'effet P- Δ	103
Tableau V. 12: base reactions	104
Tableau V. 13: Elemet Forces-Braces	104
Tableau VI. 1: Les valeurs des efforts internes	111
Tableau VI. 2: Vérification du flambement suivant Y-Y	114
Tableau VI. 3: Vérification du flambement suivant Z-Z.....	114
Tableau VI. 4: Vérification du flambement sous Nsdmax	114
Tableau VI. 5: Les valeurs des efforts internes	115
Tableau VI. 6: Vérification du flambement suivant Y-Y	115
Tableau VI. 7: Vérification du flambement suivant Z-Z.....	115
Tableau VI. 8: Vérification du flambement sous Mymax	115
Tableau VI. 9: Les valeurs des efforts internes	116
Tableau VI. 10: Vérification du flambement suivant Y-Y	116
Tableau VI. 11: Vérification du flambement suivant Z-Z.....	116
Tableau VI. 12: Vérification du flambement sous Mzmax	116
Tableau VI. 13: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement	121
Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis	144
Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique	145
Tableau VIII. 3: Calcul des moments en travée et sur appuis	146
Tableau VIII. 4: Calcul des contraintes à l'ELS.....	146
Tableau VIII. 5: Les efforts normaux dans les poteaux.....	148
Tableau VIII. 6: Ferrailage des poteaux de l'infrastructure.....	148
Tableau VIII. 7: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.....	156
Tableau VIII. 8: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....	156
Tableau VIII. 9: dimensions des semelles filantes centrale à l'ELS.....	158

Tableau VIII. 10: vérifications des contraintes des semelles filantes.....	158
Tableau VIII. 11: le rapport entre S_b et S_n	161
Tableau VIII. 12: Contrainte sous le radier à l'ELU.....	165
Tableau VIII. 13: Contrainte sous le radier à l'ELS.....	165
Tableau VIII. 14: Calcul des moments à l'ELU.....	167
Tableau VIII. 15: Calcul des moments à l'ELS.....	167
Tableau VIII. 16: Ferrailage des panneaux du radier.....	168
Tableau VIII. 17: Vérification des contraintes à l'ELS.....	169
Tableau VIII. 18: Ferrailage des nervures sens porteur.....	170
Tableau VIII. 19: Ferrailage des nervures sens non porteur.....	171
Tableau VIII. 20: Vérification des contraintes à l'ELS.....	171
Tableau VIII. 21: Calcul du ferrailage du débord.....	174
Tableau VIII. 22: Vérifications des contraintes à l'ELS.....	174
Tableau IX. 1: Profilés adoptés.....	183
Tableau IX. 2: Base Reactions.....	184
Tableau IX. 3: Story Drifts.....	185
Tableau IX. 4: Story Forces.....	185
Tableau IX. 5: Modal Periods And Frequencies.....	186
Tableau IX. 6: Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2).....	186
Tableau IX. 7: Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2).....	186
Tableau IX. 8: Modal Load Participation Ratios.....	187
Tableau IX. 9: Modal Direction Factors.....	187
Tableau IX. 10: Profilés finaux adoptés.....	187

LISTE DES SYMBOLES

- A Section brute d'une pièce.
 A_{net} Section nette d'une pièce.
 A_w Section de l'âme.
 A_p Surface portante.
 A_s Aire de la section résistante à la traction du boulon.
 E Module d'élasticité longitudinale.
 F Force générale.
 F_p Force de calcul précontraint.
 F_s Résistance d'un boulon au glissement.
 F_{trd} Résistance d'un boulon en traction.
 F_{brd} Résistance à la pression diamétrale.
 G Charge permanente.
 I Moment d'inertie.
 K_c Coefficient de rigidité des poteaux.
 K_{ij} Coefficient de rigidité des poutres.
 K_y Coefficient de flambement-flexion.
 L Longueur.
 M_{sd} Moment fléchissant.
 M_{rd} Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{pl} Moment plastique.
 M_{cr} Moment critique.
 N_{sd} Effort normal.
 N_{tsd} Effort normal de traction.
 N_{csd} Effort normal de compression.
 N_{pl} Effort normal plastique.
 N_u Effort ultime.
 N_j Force d'adhérence avec le béton.
 Q Charge d'exploitation.
 W_{pl} Module de résistance plastique.
 W_{el} Module de résistance élastique.
 b Largeur de l'âme.
 b_{eff} Largeur efficace.
 d Entraxe.
 d_0 Diamètre de perçage des trous de boulon.
 f Flèche d'une poutre.
 f_y Limite d'élasticité d'un acier.
 f_{yb} Limite d'élasticité d'un boulon.
 f_u Limite de rupture d'une pièce.
 f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.

f_{ck} Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.
 f_j Résistance de contact de la liaison.
 h Hauteur.
 i Rayon de giration.
 K Facteur de longueur.
 K_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
 K_j Facteur de concentration.
 n Nombre de boulon.
 m Nombre de plans de cisaillement.
 r_c Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.
 t_w Épaisseur de l'âme.
 t_f Épaisseur des semelles.
 t_{wc} Épaisseur de l'âme d'un poteau.
 t_{fc} Épaisseur des semelles d'un poteau.
 t_p Épaisseur de platine.
 χ Coefficient de réduction de flambement.
 β_w Facteur de corrélation.
 β_M Facteur de moment uniforme.
 β_j Coefficient relatif à la liaison.
 γ_c Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
 γ_M Coefficient de sécurité.
 γ_{Mb} Coefficient de sécurité des boulons.
 γ_{ms} Coefficient partiel de sécurité.
 $\bar{\lambda}$ Élanement.
 α Facteur d'imperfection.
 μ Coefficient de frottement.
 τ_s Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 η Facteur de distribution.
 ψ Rapport de contrainte.
 φ_0 La rotation initiale dans les poutres continues.
 δ_0 La flèche initiale dans les poutre continues

Introduction générale

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (vent, tremblement de terre, neige ...)

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+10+2sous-sol) en charpente métallique à usage multiple située à BLIDA zone de forte sismicité « Zone III ».

En appliquant les règlements techniques en vigueur « DTR », à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et le règlement de la conception et calcul des structures en charpente métallique CM97.

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

La première étape sera réservée à la superstructure, qui contient :

Le 1^{er} chapitre : présentation de l'ouvrage.

Le 2^{ème} chapitre : Pré dimensionnement des éléments.

Le 3^{ème} chapitre : Etude climatique

Le 4^{ème} chapitre : Etude des éléments secondaires.

Le 5^{ème} chapitre : Etude dynamique.

Le 6^{ème} chapitre : Vérification des éléments.

Le 7^{ème} chapitre : Etude des assemblages.

Le 8^{ème} chapitre : Etude fondation.

Le 9^{ème} chapitre : Etude de la toiture.

Le projet est finalement conclu par une conclusion générale.

CHAPITRE 1

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en charpente métallique nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation du projet

Ce projet consiste à une étude d'un bloc à usage habitation, commerce implantée à Blida et plus exactement à Boufarik, la structure se compose d'un rez-de-chaussée et 10 étages et 2 sous-sols avec une toiture métallique sur le vide du L.

I.3. Conception architecturale

- S-sol sera aménagé en parking.
- RDC sera destinée pour usage commerce.
- Du 1^{er} au 10^{eme} étage seront destinées pour usage habitation.
- La terrasse sera inaccessible.

I.4. Localisation et données concernant le site

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003) :

- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3), et la contrainte admissible du sol est 1,2 bars
- ✓ L'altitude : 220 m
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- ✓ Zone de neige : zone B (commune II)
- ✓ Zone de vent : I
- ✓ Zone sismique : zone III (forte sismicité)

I.5. Données géométriques de bâtiment

Notre bâtiment est en forme L en vue plan dans les dimensions suivantes :

- ✓ Longueur de bâtiment : 28,05 m
- ✓ Largeur de bâtiment : 20 m
- ✓ Hauteur de R.D.C : 3,40 m

- ✓ Hauteur de sous-sol : 3,06 m
- ✓ Hauteur d'étage : 3.06 m
- ✓ Hauteur totale : 34 m
- ✓ Hauteur d'acrotère : 0.6 m

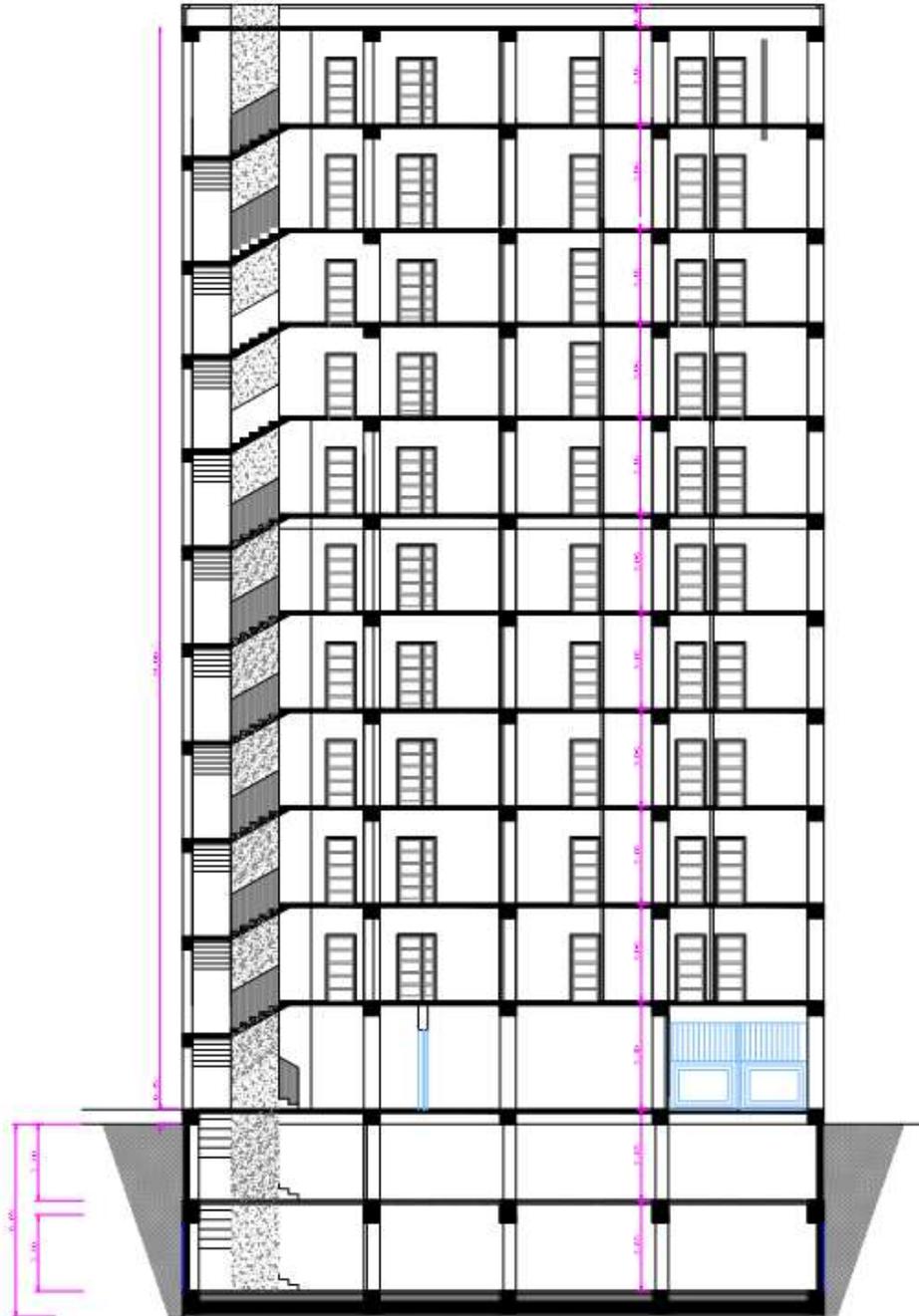


Figure I. 1: Coupe AA.

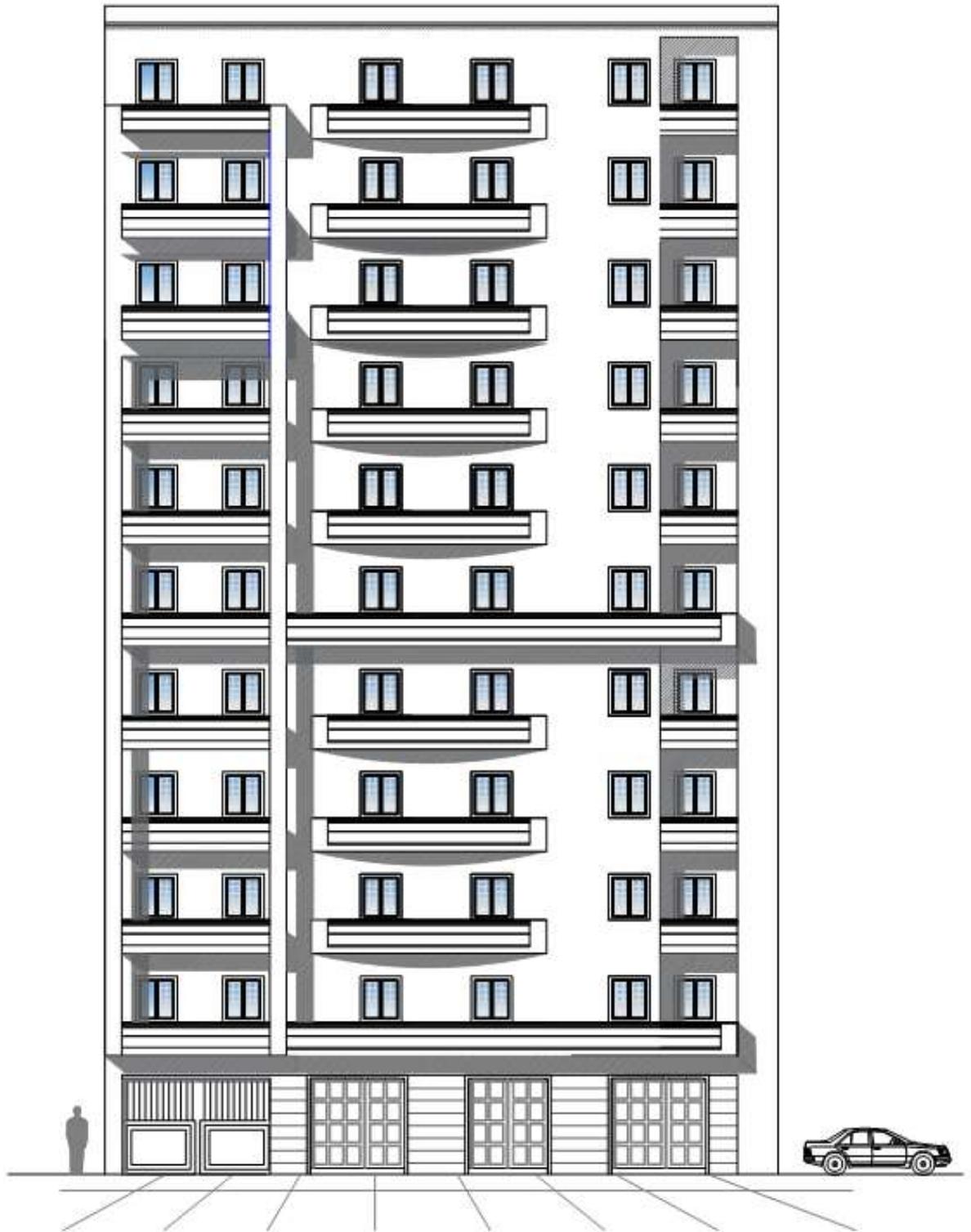


Figure I. 2: Façade principale.

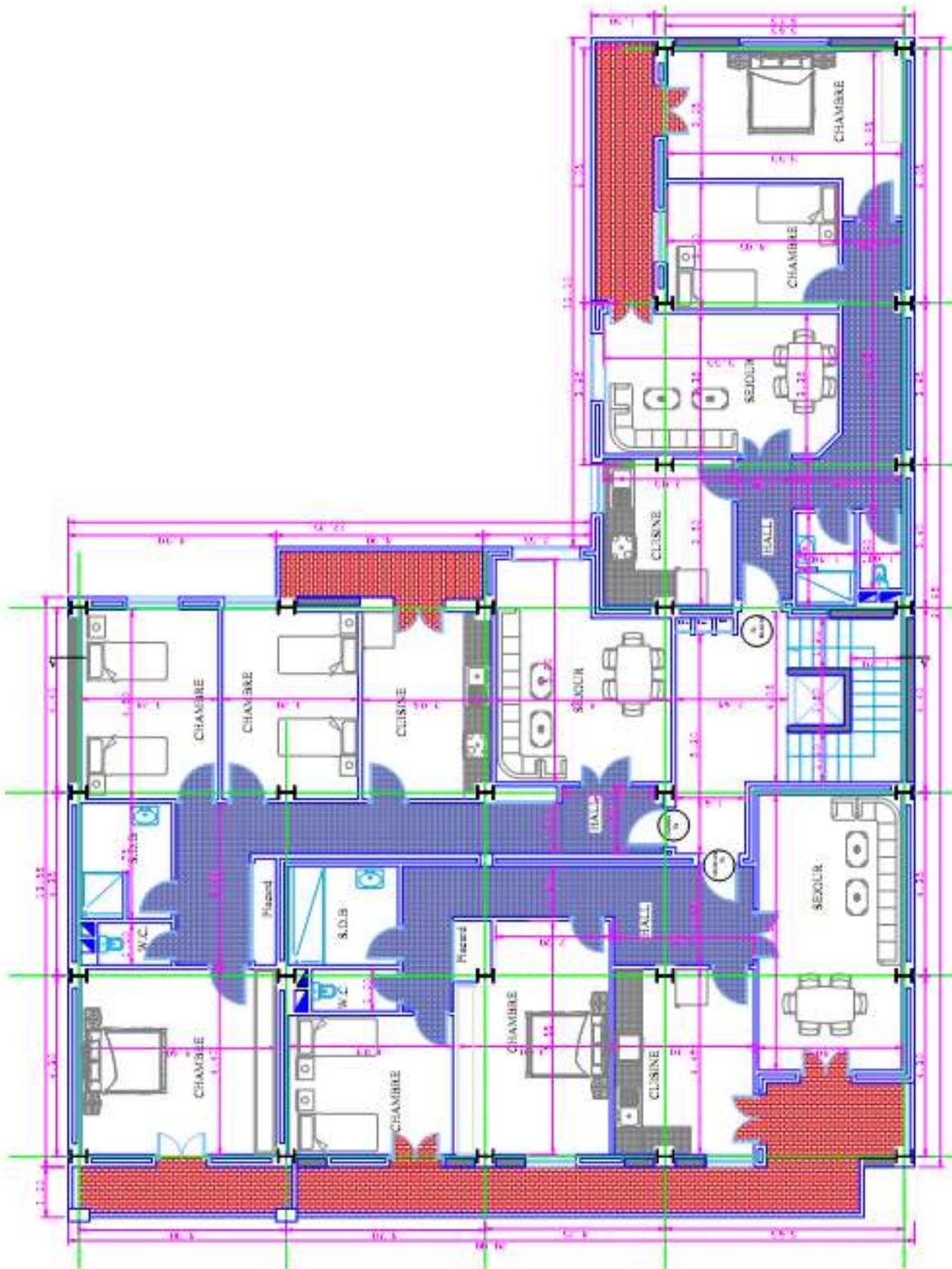


Figure I. 3: Etage courant.



Figure I. 4: Etage RDC.

I.5.1. Superstructure horizontale

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

I.5.1.1. Plancher courant

La composition de plancher courant est illustrée dans la figure suivante :

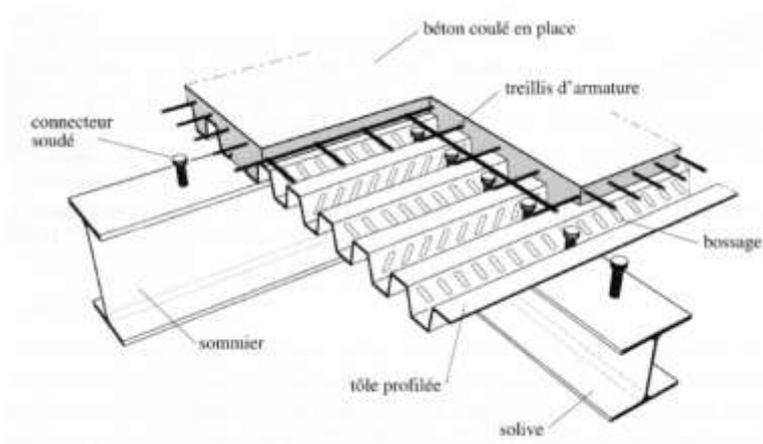


Figure I. 5: Composition de plancher courant.

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et des solives métalliques, la liaison entre la dalle, le bac d'acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

a) **Bac d'acier :**

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

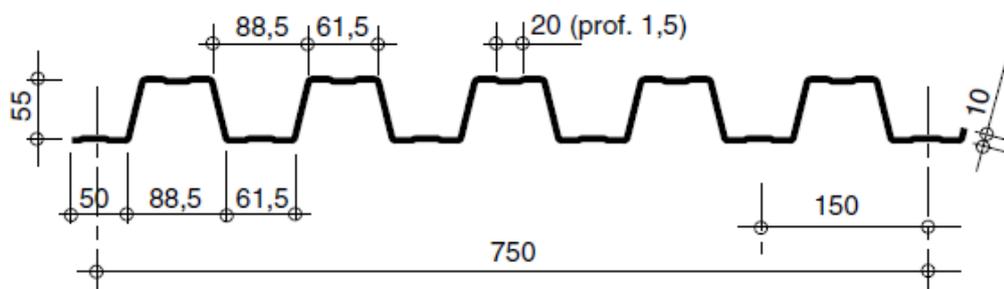


Figure I. 6: Caractéristiques de HI-BOND55-750.

Le tableau suivant représente les caractéristiques du bac adopté :

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

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

b) Les connecteurs :

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

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

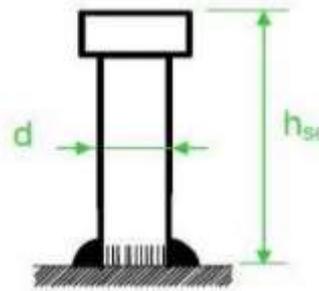


Figure I. 7: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

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

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

c) Dalle en béton :

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

d) Les solives :

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

e) Les poutres :

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

I.5.1.2. Plancher terrasse

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

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

I.5.2. Superstructure verticale

- **Les poteaux :**

Ce sont des éléments en charpente métallique et que sont généralement en profils HEA.

- **Les systèmes de stabilités :**

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

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

I.6. Conception des escaliers

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

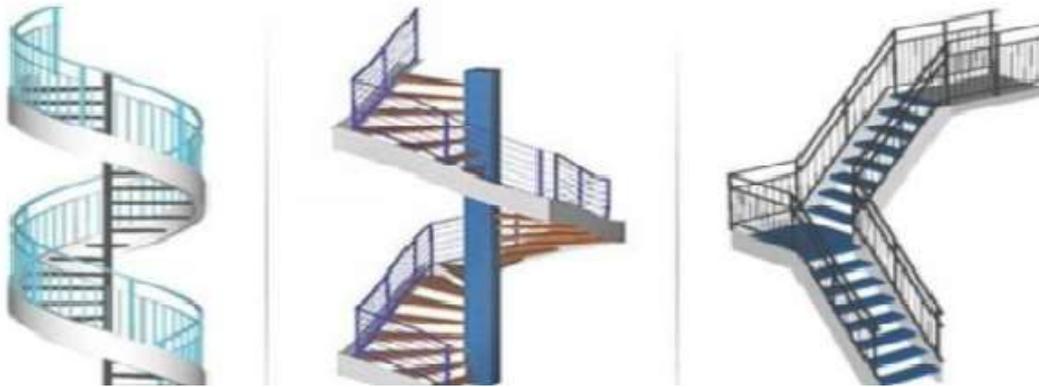


Figure I. 8: Escaliers en charpente métallique.

I.7. Les assemblages

Les assemblages a pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres. Dans notre étude on utilise deux types d'assemblage :

- **Les boulons :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR8.8) pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.



Figure I. 9: Boulon HR.

- **Le soudage :**

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

I.8. Les fondations

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

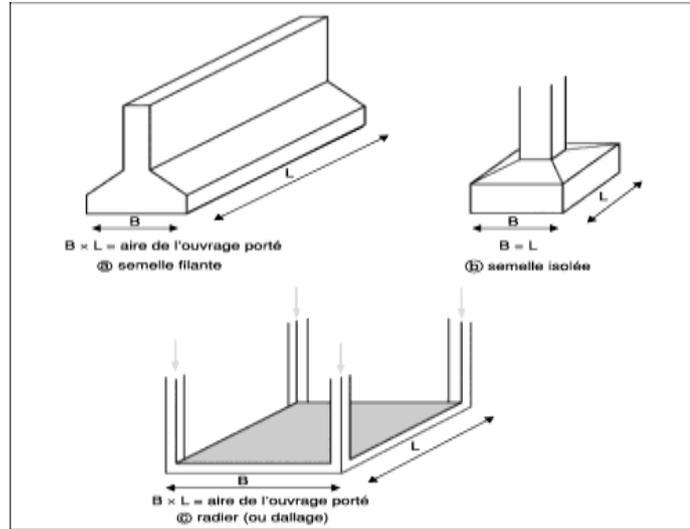


Figure I. 10: Types des fondations.

I.9. Caractéristiques des matériaux

a) **Acier** : Les caractéristiques mécaniques de différentes nuances d'acier sont les suivantes :

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

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

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

- La résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa
- Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa

- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000 \text{ MPa}$

Acier pour ferrailage :

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

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

b) Béton :**→ Résistance de béton :**

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

→ Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

→ $\gamma_b = 1.5$ action durable

→ $\gamma_b = 1.15$ action accidentelle

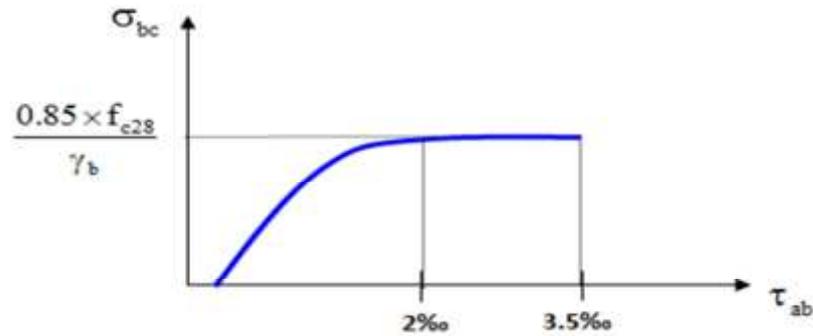


Figure I. 11: Diagramme contraintes / déformations à ELU.

→ **Etat limites de service :**

La contrainte limites de service est donner par : $\sigma=0.6*f_{c28}$

Coefficient de poisson selon BAEL, les valeurs sont :

- $\nu = 0$ ELU
- $\nu = 0.2$ ELS

→ **Caractéristiques mécaniques de l'acier :**

Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques

Nuance	Fy (MPa)	
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

I.10. Règlements utilisés

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

CCM97 : règles de calcul des constructions en acier.

DTR C 2-2 : document technique réglementaire (charges permanente et d'exploitation)

RPA99 V2003 : règlement parasismiques algériennes version 2003

RNV2013 : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003

BAEL : Béton armé aux états limite

I.11. Conclusion

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

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS RESISTANTS

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les solive, Les poutres, Les poteaux) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, solive, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2. Les planchers

II.2.1. Généralité

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

II.2.2. Les planchers collaborant mixte acier-béton

Le plancher collaborant, encore appelé plancher mixte, est un plancher qui associe deux matériaux : le béton et l'acier.

L'intérêt réside dans le fait que ces deux matériaux sont complémentaires du point de vue de leur comportement mécanique :

- Le béton est très résistant en compression mais fragile en traction.
- L'acier est très résistant en traction.

Le plancher collaborant associe le béton et l'acier pour exploiter pleinement les capacités mécaniques des deux matériaux.

En effet, dans un plancher collaborant les efforts de compression sont repris dans la partie supérieure du plancher constituée par la dalle de béton et ceux de traction, dans la partie inférieure où se trouve l'acier.

Cet assemblage des deux matériaux permet d'obtenir un plancher très résistant en flexion (capacité portante élevée) et d'épaisseur réduite

II.2.3. Les charges

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

a) -Plancher terrasse

1. Actions permanentes

Protection en gravillon (e=5cm, P=20 kN/m ³)	0,85 KN/m ² .
Etanchéité multicouches (e =2cm, P=6 kN/m ³)	0,12 KN/m ² .
Forme de pente (e=10cm, P=22 kN/m ³)	2,20 KN/m ² .
Isolation thermique (4 cm, P=4 kN/m ³)	0,16 KN/m ² .
Dalle en béton armé (e=15cm, P=25 kN/m ³)	3,75 KN/m ² .
Bac d'acier (HB 55)	0,15 KN/m ² .
Faux plafond (2cm, P=10 Kn /m ³)	0,20 KN/m ² .

Total : G =7,43 KN/m².

2. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible ⇒ Q = 1 KN/m².

b) - Plancher courant

1. Actions permanentes

Revêtement carrelage (e=2cm, P=22 kN/m ³)	0,44 KN/m ² .
Mortier de pose (e =2cm, P=20 kN/m ³)	0,4 KN/m ² .
Dalle en béton armé (15cm) (e=15cm, P=25 kN/m ³)	3,75 KN/m ² .
Distribution Cloisons.....	0,10 KN/m ² .
Bac d'acier (HB 55)	0,15 KN/m ² .
Faux plafond (2cm, P=10 Kn /m ³)	0,20 KN/m ² .

Total : G = 5,04 KN/m².

2. Charges d'exploitation

Habitation ⇒ Q = 1,5 KN/m².

Commerce ⇒ Q = 5 KN/m².

c)- Plancher sous-sol 1 et 2

1. Actions permanentes

Chape on mortier	0.60KN/m ² .
Mortier de pose.....	0,40 KN/m ² .
Couche de sable	0,38 KN/m ² .
Dalle en béton armé (15cm)	3,75 KN/m ² .
Distribution Cloisons.....	0,10 KN/m ² .
Faux plafond.....	0,20 KN/m ² .
	Total : G = 5,43 KN/m².

2. Charges d'exploitation

Q = 2.5 KN/m².

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

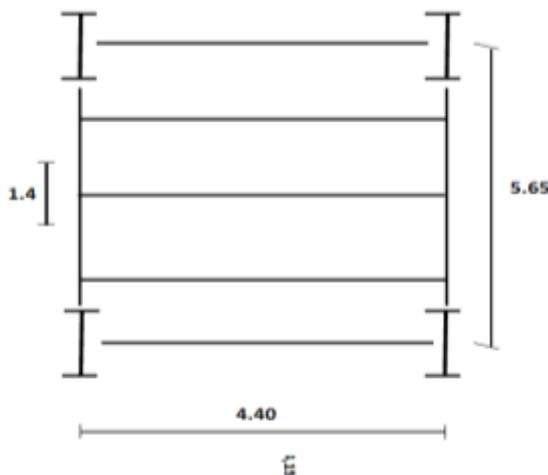
II.3.1. Prédimensionnement des solives

Les solives sont généralement des profilés en IPE, IPN, leur espacement est compris entre 1,4 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.

II.3.1.1. Plancher terrasse inaccessible

La solive la plus sollicitée à une longueur L=4.40 m, L'entraxe entre les solives est de 1,4 m.



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

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4400}{25} \leq H \leq \frac{4400}{15} \Rightarrow 176\text{mm} \leq H \leq 293\text{mm}.$$

On choisit un IPE180.

❖ **Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 180**

Tableau II. 1: Caractéristiques du profilé IPE180

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
		h	b	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{pl-y}	i_y	i_z
G Kg/m	A cm^2	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^4	cm^3	cm	cm
18,8	23,9	180	91	8	5,3	1317	100,9	166,4	7,42	2,05

❖ **La classe de la section transversale**

1) **La semelle**

$$b = 91\text{mm}$$

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

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

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

$$\varepsilon = 0,92.$$

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

❖ **Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,188$ KN/ml.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75$ KN/m².
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15$ KN/m².
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75$ KN/m².

➤ **Combinaisons des charges**

L'entraxe entre les solives est de 1,40 m.

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times 1,40] + 1,5 \times q_c \times 1,40$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (3,75 + 0,15) \times 1,40] + 1,5 \times 0,75 \times 1,40$$

$$q_u = 9.2 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times 1,4] + q_c \times 1,4$$

$$q_{ser} = [0,188 + (3,75 + 0,15) \times 1,40] + 0,75 \times 1,40$$

$$q_{ser} = 6.698 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Vérification**

• **La flexion**

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 9.2 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 6.698 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

• **Le moment appliqué**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} = \frac{9.2 \times 2.2^2}{8} = 5.566 \text{ KN. m.}$$

• **Moment résistant plastique**

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{166.4 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 41.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 5.566 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 41.60 \text{ KN. m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **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.

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

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

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 1120,4 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 161.715 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{9,2 \times 2,2}{2} = 10,12 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10,12 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 161,715 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 10,12 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 80,85 \text{ KN} \Rightarrow$ 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**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 6,698 \text{ KN/ml.} \\ L = 2,2 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 1317 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

Donc on aura $f^{\max} = \frac{5 \times 6,698 \times (2200^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 0,738 \text{ mm}$

Et la flèche admissible est $f^{\text{adm}} = \frac{2200}{250} = 8,8 \text{ mm}$

$$f^{\max} = 0,738 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 8,8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **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..... $G = 7,43 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2.$

➤ **Combinaisons des charges**

L'entraxe entre les solives est de 1,4 m.

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 1,40)] + 1,5 \times Q \times 1,40$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (7,43 \times 1,40)] + 1,5 \times 1 \times 1,40$$

$$q_u = 16,396 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

$$q_{ser} = [g_p + (G \times 1,40)] + Q \times 1,40$$

$$q_{ser} = [0,188 + (7,43 \times 1,40)] + 1 \times 1,40$$

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

➤ **Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)**

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

$$\text{appuie. } b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4,4}{8} = 1,1 \text{ m} \quad \text{Avec : } l_0 \text{ Longueur libre d'une poutre simplement} \\ b = 1,40 \text{ m} \quad \text{b Entraxe entre les solives.} \end{array} \right.$$

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

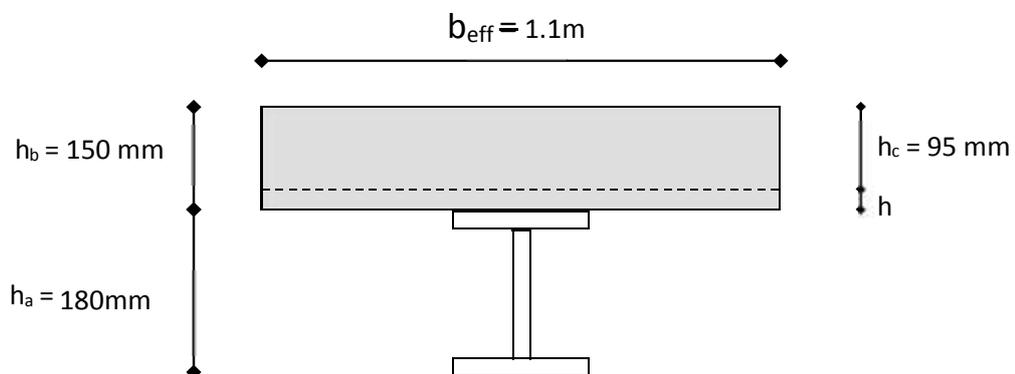


Figure II. 1: Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1100 \times 95) \times 10^{-3} = 1489,125 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 2390) \times 10^{-3} = 624.39 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 1489.125 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 624.39 \text{ KN.}$$

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

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

➤ **Vérification**

➤ **La flexion**

Le moment appliqué

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{16.396 \times 4.4^2}{8} = 39.678 \text{ KN. m.}$$

Moment résistant plastique

$$M_{\text{plrd}} = 624.39 \left[\frac{180}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{624.39 \times 95}{2 \times 1489.125} \right) \right] \times 10^{-3} = 137.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 39.678 \text{ KN. m} < M_{\text{pl,rd}} = 137.21 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'effort tranchant**

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

Où

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

A_v : aire de cisaillement.

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

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

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{275 \times 1120.4 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 161.715 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{18.88 \times 4.4}{2} = 41.536 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{sd}} = 41.536 \text{ KN} < V_{\text{pl,rd}} = 161.715 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{\text{sd}} = 41.536 \text{ KN} < 0,5 V_{\text{plrd}} = 80.857 \text{ KN} \Rightarrow$ 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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 12 \text{ KN/ml.} \\ L = 4.4\text{m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

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

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

$$v = A_a/A_b = 0,029.$$

$$I_c = \frac{2392(95+2 \times 55+180)^2}{4(1+15 \times 0.029)} + \frac{1100 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \cdot 10^4 = 80.17 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale $f_{\max} = \frac{5 \times 12 \times (4400^4)}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 80.17 \times 10^6} = 3.48 \text{ mm}.$

Et la flèche admissible est $f_{\text{adm}} = \frac{4400}{250} = 17.6 \text{ mm}.$

$$f_{\text{tot}} = 0,738 + 3.48 = 4.218 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 17.6 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul des connecteurs (connexion totale)

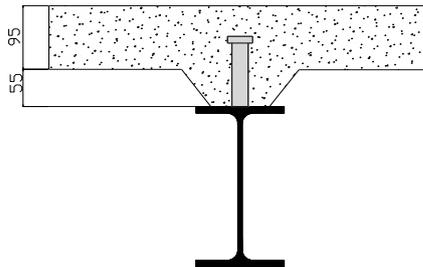


Figure II. 2: Schéma des positions des connecteurs

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

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

➤ Détermination de P_{rd}

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

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.

$\gamma_v = 1,25$.

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

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

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

➤ **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.

➤ **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 :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1489.125 ; 624.39) = 624.39 \text{ KN.}$$

$$R_L = 1200.1825 \text{ KN.}$$

Nombre des connecteurs (par demi-portée)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{624.39}{59.97} = 10.$$

Soit $N = 10$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 20 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$Esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{4400}{20-1} = 231.56 \text{ mm}$$

$$Esp = 231.56 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour $Esp = 200 \text{ mm}$.

II.3.1.2. Plancher Courant

Phase de construction

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

Phase finale :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

• **Plancher courant**

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$G=5,04 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II. 2: Les vérifications de la solive IPE270 (plancher courant)

Plancher courant		
Msd=31.29 KN.m	Mpl,rd= 137.21KN.m	Condition vérifiée
Vsd=28.45 KN	Vpl,rd= 161.715 KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=3.44$ mm	$\bar{f}=17.6$ mm	Condition vérifiée

II.3.1.3. Plancher de RDC

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

$$G=5,04 \text{ KN/m}^2$$

a- Phase de construction :

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

b- Phase finale :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3: Les vérifications de la solive IPE270 (plancher courant)

Plancher RDC		
Msd=49.07 KN.m	Mpl,rd=137.21KN.m	Condition vérifiée
Vsd=44.66 KN	Vpl,rd= 161.715 KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=4.87$ mm	$\bar{f}=17.6$ mm	Condition vérifiée

II.3.2. Prédimensionnement 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.

II.3.2.1. 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= 5.65 m.

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

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{5650}{25} \leq H \leq \frac{5650}{15} \Rightarrow 226\text{mm} \leq H \leq 376\text{mm}.$$

On choisit un HEA 260.

❖ **Caractéristiques de poutre utilisée HEA 260**

Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé (HEA 260)

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
HEA 260	68,2	86,82	250	260	7,5	12,5	24	10450	919,8	836,4	10,92	6,5

❖ **La classe de la section transversale**

• **La semelle**

b= 260mm.

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{260 - (2 \times 24 + 7,5)}{2} = 102,25\text{mm}.$$

t_f = 11.5m.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{102.25}{12.5} = 8,18 < 9 \epsilon.$$

ε=0,92.

Donc la semelle est de classe 1.

• **Ame**

$$d = h - (2r + 2t_f) = 250 - (2 \times 24 + 2 \times 12,5) = 177 \text{ mm.}$$

$$t_w = 7,5 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177}{7,5} = 23,6 < 72 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = 0,92.$$

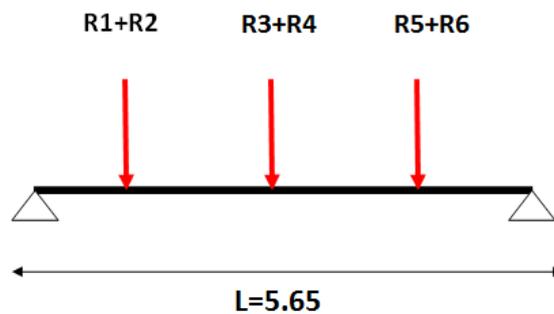
Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de classe 1.

➤ **Phase de construction :**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,682 \text{ KN/ml}$.
- 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)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$.



➤ **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 :

➤ **Calcul des réactions des solives**

ELU

$$q_u = 9.20 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_x = \frac{9.2 \times 4,4}{2} + \frac{9.2 \times 4,35}{2}$$

ELS

$$q_s = 6,70 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_x = \frac{6,7 \times 4,4}{2} + \frac{6,7 \times 4,35}{2}$$

$$R_X = 40,25 \text{ KN}$$

$$R_X = 29,31 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 40,25 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 29,31 \text{ KN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 40,25 \text{ KN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 29,31 \text{ KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 40,25 \text{ KN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 29,31 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons des charges**

• **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,682 + (3,75 + 0,15) \times 0,26] + 1,5 \times 0,75 \times 0,26$$

$$q_u = 2,58 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

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

$$q_{ser} = [0,682 + (3,75 + 0,15) \times 0,26] + 0,75 \times 0,26$$

$$q_{ser} = 1,89 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Vérification**

• **La flexion**

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \begin{cases} q_u = 2,58 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 1,89 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

• **Le moment appliqué**

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

$$M_{sd} = \frac{2,58 \times (5,65)^2}{8} + \left(40,25 \times \frac{5,65}{2} \right) = 125,07 \text{ KN.m.}$$

• **Moment résistant plastique**

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{919,8 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 229,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 125,07 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 229,95 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{125,07}{229,95} = 0,54 \checkmark$$

• **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.

$$A_v = 2876 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 2876 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 415,11 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = Ru + \frac{qu \times L}{2} = 40,25 + \frac{2,58 \times 5,65}{2} = 47,53 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 47,53 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 415,11 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 47,53 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 207,56 \text{ KN} \Rightarrow$ 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**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 1,89 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 29,31 \text{ KN.} \\ L = 5,65 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 10450 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

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

$$f_{q_{\text{ser}1}} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,89 \times 5650^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 10450 \cdot 10^4} = 1,14 \text{ mm}$$

$$f_{q_{\text{ser}2}} = \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 29,31 \times 5650^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 10450 \cdot 10^4} = 0,01 \text{ mm.}$$

$$f^{\max} = 1,15 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 22,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification du déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considéré qui la poutre ne risque pas de se déverser.

➤ **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 HEA 260..... $g_p=0,682$ kN/m
Charge permanente..... $G_{terr}=7,43$ kN/m²
Surcharge d'exploitation $Q_{terr}= 1$ Kn

• **Calcul des réactions des solives**

ELU

$$R_X = \frac{16,39 \times 4,4}{2} + \frac{16,39 \times 4,35}{2}$$

$$R_X = 71,70 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 71,70 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 71,70 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 71,70 \text{ kN}$$

ELS

$$R_X = \frac{12 \times 4,4}{2} + \frac{12 \times 4,35}{2}$$

$$R_X = 52,5 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 52,5 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 52,5 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 52,5 \text{ KN}$$

• **Combinaison des charges**

ELU

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,26) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,26$$

$$q_u = 1,35 [(7,43 \times 0,26) + 0,682] + 1,5 \times 1 \times 0,26$$

$$q_u = 3,91 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,26$$

$$q_s = 0,682 + (7,43 + 1) \times 0,26$$

$$q_s = 2,87 \text{ kN/ml}$$

• **Largeur de la dalle**

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.65 / 8 = 1.4125 \text{ m} \\ b = 4.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 1.4125 \text{ m}$

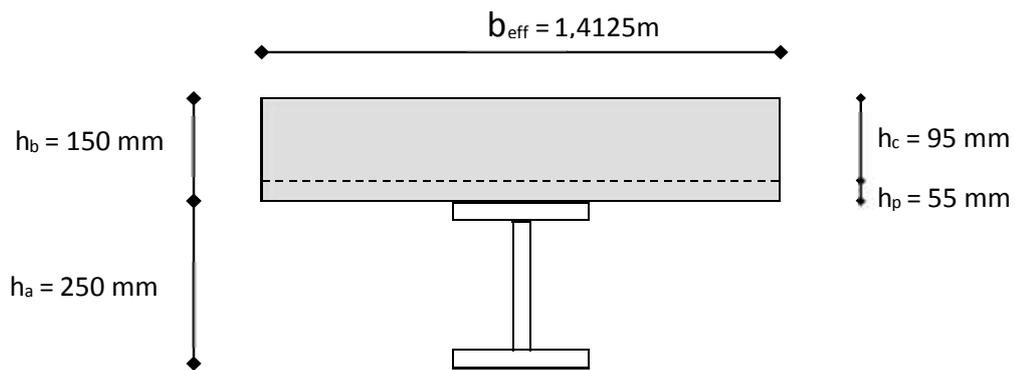


Figure II. 3: Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1412.5 \times 95 \times 10^{-3} = 1912.17 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 8682 \times 10^{-3} = 2268,17 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1912.17 \text{ KN} < R_{\text{acier}} = 2268,17 \text{ KN.}$$

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

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

Avec : $A_w = t_w (h - 2t_f) = 7,5 (250 - 2 \times 12,5) = 1687.5 \text{ mm}^2$

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 1687,5 \times 10^{-3} = 440,85 \text{ KN}$$

Donc : $R_{\text{béton}} > R_w$

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

➤ **Vérifications**

• **La flexion :**

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

Il faut que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 2,77 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 2,03 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

• **Le moment appliqué**

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

$$M_{sd} = \frac{3,91 \times (5.65)^2}{8} + \left(71,70 \times \frac{5.65}{2} \right) = 218,15 \text{ KN.m.}$$

• **Moment résistant plastique**

$$M_{pl,rd} = 2268,17 \left(\frac{250}{2} \right) + 1912,17 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) 10^{-3} = 479,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 218,15 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 479,52 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{218,15}{479,52} = 0,45 \checkmark$$

• **L'effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = 2876 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2876 \times 10^{-6}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 415,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3,91 \times 5.65}{2} + 71,70 = 82,74 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 415,11 \text{ kN} > 82,74 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 207,56 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

➤ **La rigidité**

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 2,87 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 52,5 \text{ KN.} \\ L = 5.65 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 10450 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{8682}{1412.5 \times 95} = 0,064 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{8682(95+2 \times 55+250)^2}{4(1+15 \times 0.064)} + \frac{1412.5 \times 95^3}{12 \times 15} + 10450 \cdot 10^4 = 340,48 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

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

$$f_{qser} = \frac{5 \times 2,87 \times 5650^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 340,48 \cdot 10^6} + \frac{19 \times 52,5 \times 5650^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 340,48 \cdot 10^6} = 0,53 \text{ mm.}$$

$$f^{max} = 0,53 + 1,15 = 1,68 \text{ mm} \leq f^{adm} = 22.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

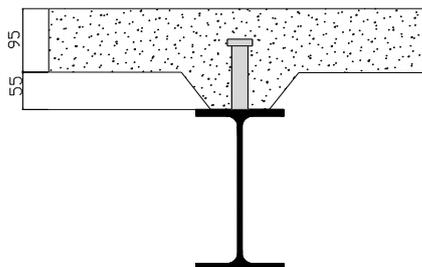


Figure II. 4: Schéma des positions des connecteurs

Type goujon Hauteur : h = 95 mm

Diamètre : d = 19 mm

➤ **Détermination de P_{rd} :**

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

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

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

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

$\gamma_v = 1,25$.

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

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

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

➤ **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 :

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

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_r 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.

➤ **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 :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1912,17 ; 2268,17) = 1912,17 \text{ KN.}$$

$$R_L = 1635.69 \text{ KN.}$$

• **Nombre des connecteurs (par demi-portée)**

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{\text{Prd}} = \frac{1912,17}{51,34} = 37,24.$$

Soit $N = 38$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 76 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr}-1} = \frac{5650}{76-1} = 75,33 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = 75,33 \text{ mm} < 95 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour $\text{Esp} = 70 \text{ mm}$.

❖ **Plancher courant**

➤ **Phase de construction :**

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

➤ **Phase finale :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les poutres du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

$$G = 5,04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II. 5: Les vérifications de la poutre HEA 260 (plancher courant)

Plancher courant		
Msd=172,71KN.m	Mpl,rd=479,52KN.m	Condition vérifiée
Vsd=65,75KN	Vpl,rd= 415,11KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=1,59\text{mm}$	$\bar{f}=22.6\text{mm}$	Condition vérifiée

❖ **Plancher de RDC**

➤ **Phase de construction :**

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

➤ **Phase finale :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

- Plancher RDC
 $G= 5,04 \text{ KN/m}^2$
 $Q =5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II. 6: Les vérifications de la poutre HEA 260 (RDC)

RDC		
Msd=268,99KN.m	Mpl,rd=479,52KNm	Condition vérifiée
Vsd=101,75KN	Vpl,rd= 415,11 KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=1.76\text{mm}$	$\bar{f}=22.6$	Condition vérifiée

II.3.2.2. Poutres Secondaires

Par la même méthode de calcul des poutres principales, les résultats pour les solives du plancher terrasse, courant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 7: Les poutres Secondaires de la structure

Plancher	Terrasse inaccessible	Etages habitations	Etage commerce
Poutre Secondaires	HEA 200	HEA 200	HEA 200

Tableau II. 8: Caractéristiques du profilé (HEA 200)

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
HEA 200	42,3	53,83	190	200	6,5	10	18	3692	529,5	388,6	8,28	4,98

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux

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

II.3.3.1. Principe de calcul

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

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

• Étapes de pré dimensionnement

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

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

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA

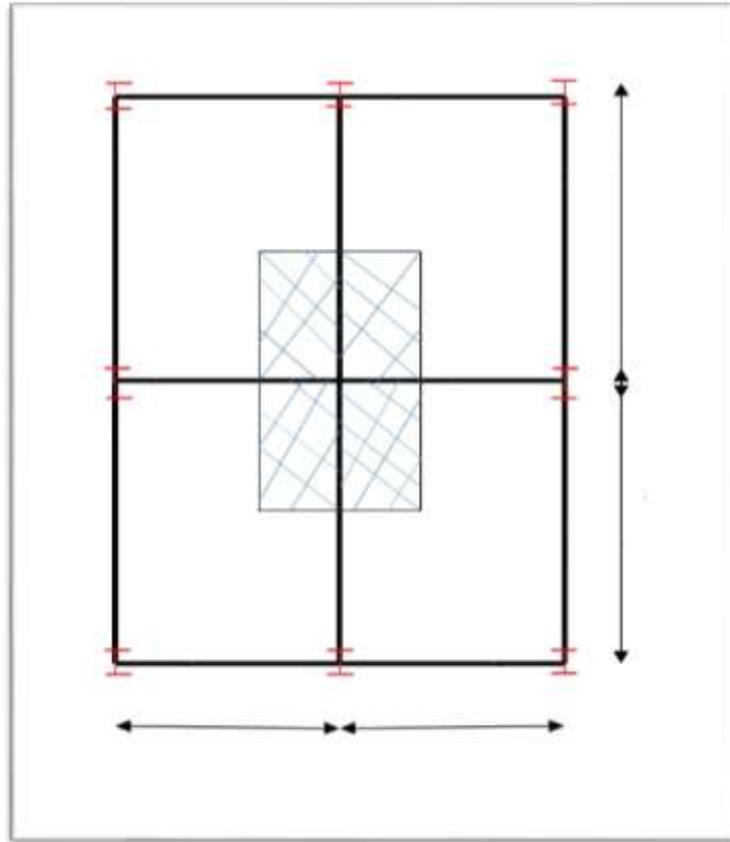


Figure II. 5: Le poteau le plus sollicité.

❖ **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 (HEA260).

g_{ps} : poids propre de la poutre secondaire (HEA200).

g_s : poids propre de la solive (IPE180). (On a 3 solive)

S : surface reprise par le poteau

$G_{\text{terrasse}} = 7,43 \text{ KN/m}^2.$ $G_{\text{courant}} = 5,04 \text{ KN/m}^2.$ $g_{\text{pp}} = 0,682 \text{ KN/ml.}$

$g_{\text{ps}} = 0,423 \text{ KN/ml.}$ $g_{\text{s}} = 0,188 \text{ KN/ml.}$ $L_1 = 5.65 \text{ m.}$ $L_2 = 4.40 \text{ m.}$ $L_3 = 4.40 \text{ m.}$

➤ **Poteau central (3-4)**

$S = 21.66 \text{ m}^2.$

Tableau II. 9: La descente de charge permanente de poteau central

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
10^{ème} étage	169,13	169,13
9^{ème} étage	117,36	286,49
8^{ème} étage	117,36	403,85
7^{ème} étage	117,36	521,21
6^{ème} étage	117,36	638,57
5^{ème} étage	117,36	755,93
4^{ème} étage	117,36	873,29
3^{ème} étage	117,36	990,65
2^{ème} étage	117,36	1108,01
1^{er} étage	117,36	1225,37
RDC	117,36	1342,73

➤ **Charge d'exploitation**

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

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

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

Tableau II. 10: 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	$\sum_0 = Q_0 = 1$	8.55 1*8.55	21.66 1*21.66	13.98 1*13.98
10eme étage	$\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 1+1.5=2.5$	21.375	54.15	34.95
9 ^{ème} étage	$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)= 3,85$	32.917	83.391	53.823
8 ^{ème} étage	$\sum_3 = Q_0 + 0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=5,05$	43.177	109.388	70.599
7 ^{ème} étage	$\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=6,10$	52.155	132.126	85.278
6 ^{ème} étage	$\sum_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 7$	59.85	151.62	97.86
5 ^{ème} étage	$\sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 7,75$	66.262	167.865	108.345
4 ^{ème} étage	$\sum_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = 8,497$	72.649	184.045	118.788
3 ^{ème} étage	$\sum_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8) = 9,244$	79.036	200.23	129.231
2 ^{ème} étage	$\sum_9 = Q_0 + 0,666(Q_1 + \dots + Q_9) = 9,991$	85.423	216.41	139.67
1 ^{er} étage	$\sum_{10} = Q_0 + 0,650(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 10,75$	91.912	232.845	150.285
RDC	$\sum_{11} = Q_0 + 0,636(Q_1 + \dots + Q_{11}) = 13.72$	117.306	297.18	191.81

II.3.3.2. Pré dimensionnement

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

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$f_y = 275$ MPa

$\gamma_{Mo} = 1,1$

➤ **Poteau centrale**

• **Poteau du RDC**

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

$$N_{sd} = (1,35 \times 1342,73) + (1,5 \times 297.18) = 2258,46 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2258,56 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 90,33 \text{ cm}^2$$

• **Profilé choisi HEA 300**

Tableau II. 11: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm2)	Profilé
10 ^{eme} étage	309,55	12.38	HEA 240
9 ^{eme} étage	511,85	20 .47	HEA 240
8 ^{eme} étage	709,28	28.37	HEA 220
7 ^{eme} étage	901,82	36,07	HEA 260
6 ^{eme} étage	1089,50	43.58	HEA 260
5 ^{eme} étage	1272,303	50.89	HEA 280
4 ^{eme} étage	1455,009	58,20	HEA 280
3 ^{eme} étage	1637,72	65,50	HEA 280
2 ^{eme} étage	1820,43	72.81	HEA 300
1 ^{eme} étage	2003,517	80,14	HEA 300
RDC	2258,56	90.34	HEA 300

II.3.3.3. Vérification du flambement

• **Poteau central**

• **Poteaux HEA 300 RDC**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour la section classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

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

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,38 \text{ m}$$

$$l_{fz} = 0,7l_0 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2380}{127.4} = 18.68$$

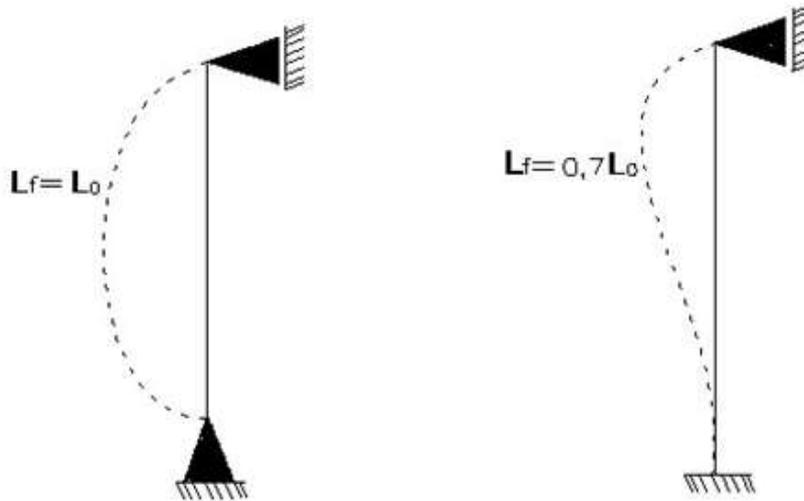


Figure II. 6: Le Schéma Statique Poteau pour les étages.

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2380}{74.9} = 31.78$$

$\lambda_z > \lambda_y$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = \max\{18.68; 31.78\} = 31.78$$

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

⇒ Courbe de flambement c ⇒ $\alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{31.78}{93,91 \times 0,92} \times \sqrt{1} = 0,36 > 0,2 \text{ il y'a de risque de flambement.}$$

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

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

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,36 - 0,2) + 0,36^2] = 0,604$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{(\phi^2 - \bar{\lambda}^2)}\right)} = \frac{1}{(0,604 + \sqrt{(0,604^2 - 0,36^2)})} = 0,92$$

$$N_{brd} = \frac{0,92 \times 1 \times 11250 \times 275}{1,1} = 2587,5 \text{ KN}$$

$$\chi N_{sd} = 2233,95 < N_{brd} = 2587,5 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Tableau II. 12: Les vérifications du flambement pour poteau central

Niveau étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
10 ^{ème}	HEA 240	0,89	309,55	1709,69	Vérifiée
9 ^{ème}	HEA240	0,89	511,85	1709,69	Vérifiée
8 ^{ème}	HEA260	0,9	709,28	1953,45	Vérifiée
7 ^{ème}	HEA260	0,9	901,82	1953,45	Vérifiée
6 ^{ème}	HEA260	0,9	1089,50	1953,45	Vérifiée
5 ^{ème}	HEA280	0,91	1272,303	2212,67	Vérifiée
4 ^{ème}	HEA280	0,91	1455,009	2212,67	Vérifiée
3 ^{ème}	HEA280	0,91	1637,72	2212,67	Vérifiée
2 ^{ème}	HEA300	0,92	1820,43	2587,5	Vérifiée
1 ^{er}	HEA300	0,92	2003,517	2587,5	Vérifiée
RDC	HEA300	0,92	2258,56	2587,5	Vérifiée

Tableau II. 13: Choix final de profilé

Niveau étage	Profilé
10^{ème}	HEA 240
9^{ème}	HEA 240
8^{ème}	HEA 260
7^{ème}	HEA 260
6^{ème}	HEA 260
5^{ème}	HEA 280
4^{ème}	HEA 280
3^{ème}	HEA 280
2^{ème}	HEA 300
1^{er}	HEA 300
RDC	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 soumis 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 **220m**.

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 $H=220m$ (l'altitude par rapport au niveau de mer)

$$S_k = \frac{0,04 \times 220 + 10}{100} = 0.188 \text{KN/ml.}$$

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 : $S = 0,8 \times 0,188 = 0,1504 \text{ kN/m}^2$.

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 34m, 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 : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (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 : $Z_{\text{min}} = 5\text{m}$.

Coefficient (ε) : $\varepsilon = 0,61$.

III.3.4. Direction du vent V1

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

$$h = 34\text{m} \quad b = 28.05\text{m}.$$

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

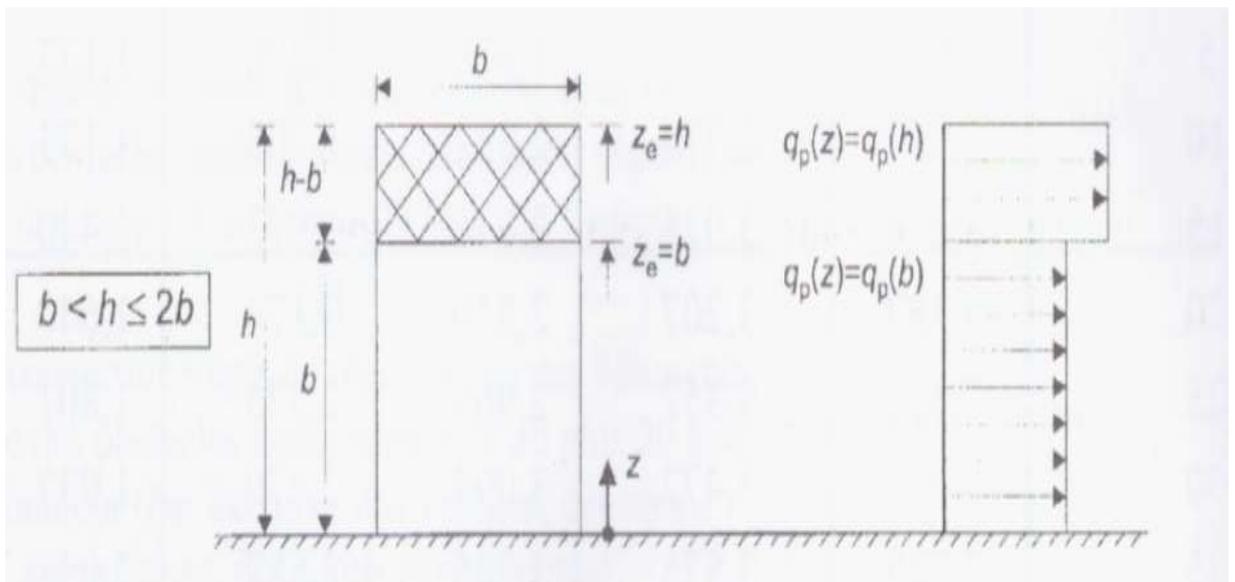


Figure III. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

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

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

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

Tableau III. 1: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 28.05	28.05	0,98
De 28.05 à 34	34	1,01

b-Coefficient de topographie

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

Tableau III. 2: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 28.05	28.05	1
De 28.05 à 34	28.05	1

c-Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \quad (\S 2.4.6. RNV Version2013).$$

Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I_v
De 0 à 28.05	28.05	0,22
De 28.05 à 34	46	0,21

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]	C _e
De 0 à 28.05	28.05	2.44
De 28.05 à 34	34	2.52

Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif.

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 28.05	28.05	0,98	1	0,22	2,44	915
De 28.05 à 34	34	1.01	1	0,21	2,52	945

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

III.3.4.2. 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 version2013).

1-Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

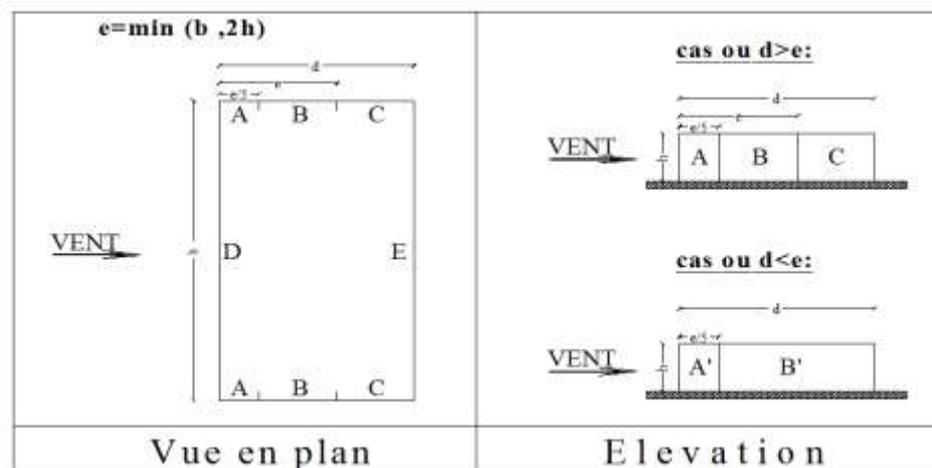


Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} (\text{\textcircled{5} 5.1.1.2 RNV Version 2013}).$$

Paroi verticale (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

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

- $b=28.05\text{m}$.
- $h=34 \text{ m}$.
- $d= 20\text{m}$.
- $e=\min [b ; 2 \times ht] \Rightarrow e=28.05 \text{ m}$.
- Donc cas ou $d < e$

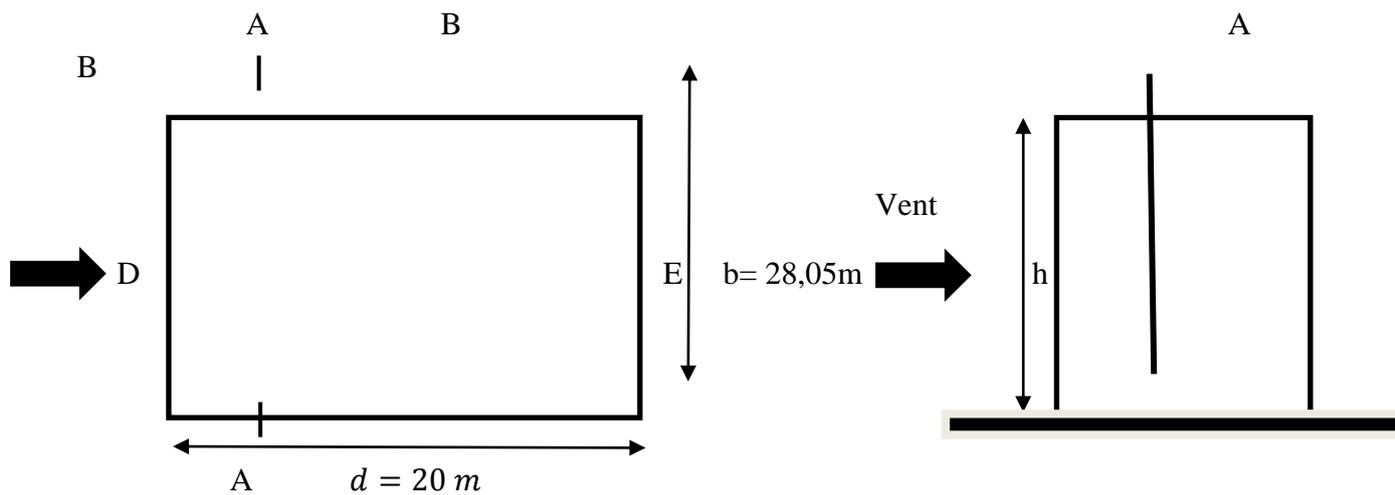


Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale

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

Zone	$S > 10\text{m}^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A'	190.74	-1
B'	489.26	-0,8
D	953,7	+0,8
E	953,7	-0,3

a- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

D'après EUROCOOD1 PARTIE 4 :

Donc :

- ✓ $C_{pi1} = 0,2$
- ✓ $C_{pi2} = -0,3$

La pression aérodynamique :

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

Tableau III. 7: Récapitulatif(V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
A	28.05	915	-1	0,2	-0,3	-1098	-640.5
	34	945	-1	0,2	-0,3	-1134	-661.5
B	28.05	915	-0.8	0,2	-0,3	-915	-457.5
	34	945	-0.8	0,2	-0,3	-945	-472.5
D	28.05	915	+0,8	0,2	-0,3	549	1006.5
	34	945	+0,8	0,2	-0,3	567	1039.5
E	28.05	915	-0,3	0,2	-0,3	-457.5	0
	34	945	-0.3	0,2	-0,3	-472.5	0

III.3.5. Direction V2

h = 34m

b = 20m.

d = 28.05m

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 :

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

a. Coefficient de rugosité

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

Tableau III. 8: Coefficient de rugosité.

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 20	20	0,9
De 20 à 34	34	1,01

b. Coefficient de topographie

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

Tableau III. 9: Coefficient topographique.

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 20	20	1
De 20 à 34	34	1

c. Intensité de turbulence

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

Tableau III. 10: Coefficient Intensité de turbulence.

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 20	20	0,24
De 20 à 34	34	0,21

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. 11: Coefficient d'exposition.

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 20	20	2,17
De 20 à 34	34	2,52

Tableau III. 12: Tableau Récapitulatif.

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 20	20	0,9	1	0,24	2,17	813.75
De 20 à 34	34	1,01	1	0,21	2,52	945

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 version2013).

1-coefficients de pressions extérieures C_{pe}

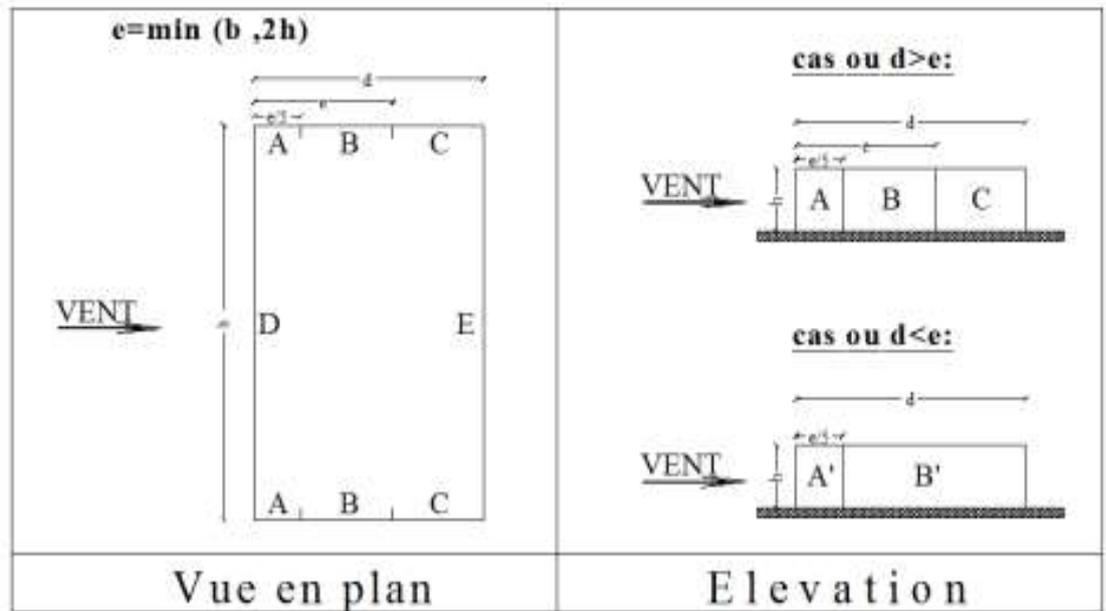


Figure III. 4: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

Paroi vertical (V2)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

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

- $b = 20\text{m}$.
- $h = 34\text{m}$.

- $d = 28.05\text{m}$.
- $e = \min [b ; 2 \times h] \Rightarrow e = 20\text{m}$.

1-Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 13: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).

Zone	$S > 10\text{m}^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A	136	-1
B	544	-0,8
C	273.7	-0,5
D	680	+0,8
E	680	-0,3

b) Coefficient de pression intérieur C_{pi}

D'après EUROCOOD1 PARTIE 4 :

Donc :

✓ $C_{pi1} = 0,2$

✓ $C_{pi2} = -0,3$

La pression aérodynamique :

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

Tableau III. 14: Récapitulatif(V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}		W (zj) [N/m ²]	
A	20	813.75	-1	0,2	-0,3	-976.5	-569.63
	34	945	-1	0,2	-0,3	-283.5	189
B	20	813.75	-0.8	0,2	-0,3	-813.75	-406.86
	34	945	-0.8	0,2	-0,3	-945	-472.5
D	20	813.75	+0,8	0,2	-0,3	488.25	895.13
	34	945	+0,8	0,2	-0,3	567	1039.5
E	20	813.75	-0,3	0,2	-0,3	-406.9	0
	34	945	-0,3	0,2	-0,3	-472.5	0

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**

$2 \times (20 \times 34) \leq 4 \times (2 \times 28.05 \times 34)$ Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

$1360 \leq 7626.6$Condition vérifiée.

✓ **Direction V2**

$2 \times (28.05 \times 34) \leq 4 \times (2 \times 20 \times 34)$

$1907.4 \leq 5440$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 :

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

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.**

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

$$Z_{eq} = 0,6 \times 34 = 20.4 \text{ m} > Z_{min}$$

a- Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant :

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

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction $\rightarrow b = 28.05 \text{ m}$ et $h = 34 \text{ m}$

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

$$Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\epsilon \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad \left. \vphantom{Li(Z_{eq})} \right\} (\text{\S 3.3.1. RNV version 2013}).$$

$$Li(z) = Li(Z_{min}) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

$$10 \text{ m} \leq 20.4 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(20.4) = 300 \times \left(\frac{20.4}{200}\right)^{0,61} = 74.53$$

$$\rightarrow Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(34+28.05)}{74.53}\right)^{0,63}} = 0.55$$

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 $\rightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$

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.

$$f = \frac{34}{100} = 0,34m.$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,34}} = 0,857.$$

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

$$C_r(z) = C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{20,4}{0,3}\right) = 0,91.$$

$$V_m(Z_{eq}) = 0,91 \times 1 \times 25 = 22,75 \text{ m/s.}$$

$$N_x = \frac{0,857 \times 74,53}{22,75} = 2,80.$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 2,80}{(1 + 10,2 \times 2,80)^{\frac{5}{3}}} = 0,067.$$

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

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ avec : } \eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,8 \times 34}{74,53} = 5,88 \rightarrow R_h = 0,16.$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ avec : } \eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,8 \times 28,05}{74,53} = 4,85 \rightarrow R_b = 0,18.$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,067 \times 0,16 \times 0,18 = 0,19.$$

c- Facteur de pointe g

Il est donné par la formule suivante :

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

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \rightarrow v = 0,857 \times \sqrt{\frac{0,19}{0,55 + 0,19}} = 0,43 \geq 0,08 \text{ HZ.}$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,43)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,43)}} = 3,8 > 3.$$

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

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

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,8 \times 0,22 \times \sqrt{0,55 + 0,19}}{1 + 7 \times 0,22} = 0,96 < 1.$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de $C_d=1$, 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. 15: Récapitulatif pour les valeurs de C_d dans les deux directions.

	La direction	Le coefficient C_d
h =34 m b =28.05 m d=20	V1	0,96
h =34m b =20 m d=28.05	V2	0,95

B)- calcul de coefficient de forme

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

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

✓ Direction V1

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

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 .

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

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

Pour $\psi = 1 \rightarrow \psi_\lambda = 0.92$ (4.1. 1).

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

✓ **Direction V2**

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

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

Pour $\psi = 1 \rightarrow \psi_\lambda = 0.92$ (§4.1. 1).

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

Tableau III. 16: 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 (N/m ²)	F _w (N/m ²)
0 à 28.05	28.05	28.05	0,96	2,2116	915	786.80	1528.49	1528.49
28.05 à 34	5.95	28.05	0,96	2,2116	945	166.89	334.84	1863.33

Tableau III. 17: 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 (N/m ²)	F _w (N/m ²)
0 à 20	20	20	0,95	0,92	813.75	400	284.49	284.49
20 à 34	14	20	0,95	0,92	945	280	231.26	515.75

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

PRE DIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types des éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires qui comporte la structure : **les escaliers & l'acrotère.**

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement '**BAEL 91 modifié 99**' et '**CBA93**' en respectant le règlement parasismique algérien '**RPA99 version 2003**'

IV.2. Les escaliers

IV.2.1. Introduction

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

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

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Donc ;

-h varie de 14 cm à 20 cm

-g varie entre 22 cm à 30 cm

IV.2.2. La vérification de la relation de BLONDEL

Giron = 30 cm

On a $59 \text{ cm} < (30 + 2h) < 66 \text{ cm}$; $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ **vérifiée**

$14.5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

Pour $h=17$ cm, on a :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur de **RDC** : $H_1= 3,40$ m

Hauteur **d'étage** : $H_2= 3.06$ m

Contre marche : $h=0.17$ m

Largeur de la marche : $g=0.3$ m

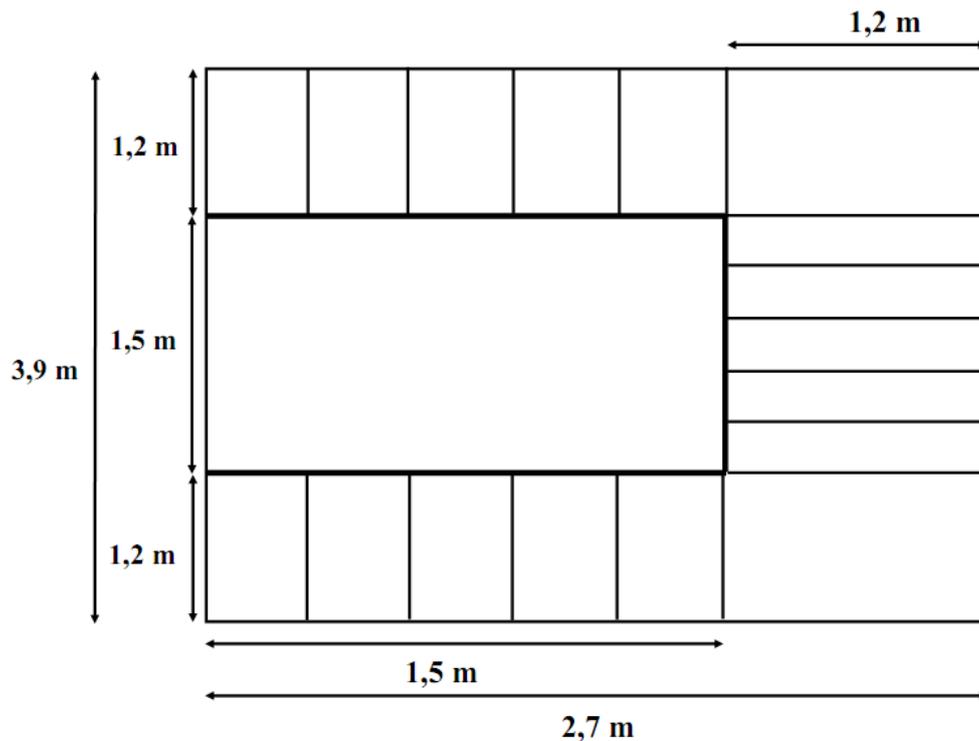


Figure IV. 1: Coupe horizontale des Escaliers.

a) Etage :

Nombre des contres marches $n = \frac{3,06}{0,17} = 6$ contres marches

Nombre des marches $m = n-1 = 6-1 = 5$

Emmarchement : 1.2 m

L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{102}{150} = 0,68$; $\alpha = 34,21^\circ$

La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{1,5^2 + 1,02^2} = 1,81$ m

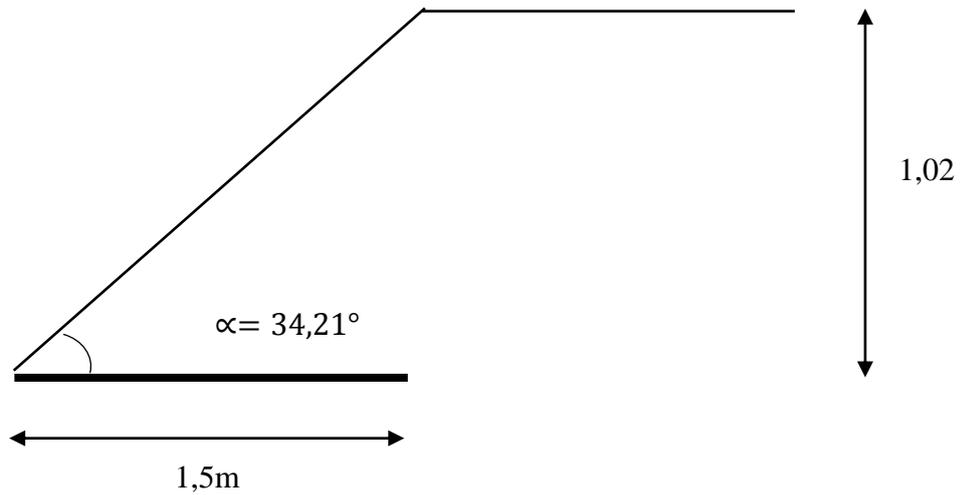


Figure IV. 2: Schème représentant les dimensions de l'escalier (Etage).

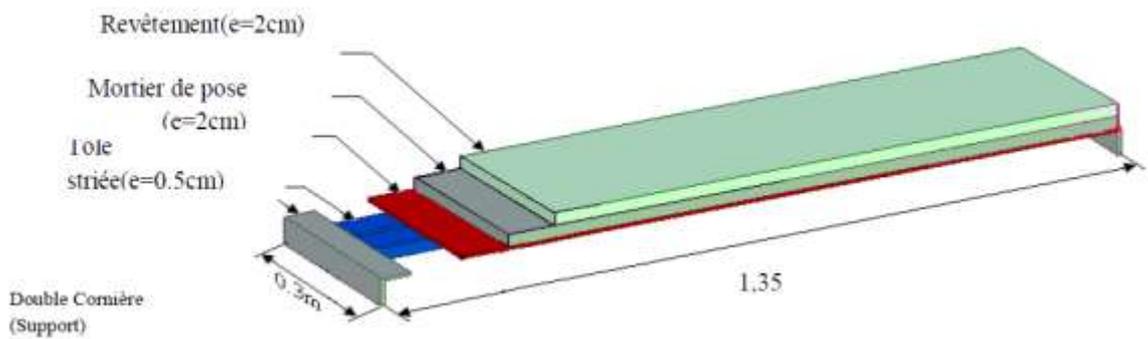


Figure IV. 3: Les constituants d'une marche.

a) Dimensionnement des cornières :

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Tôle (5mm)	0.39 KN/m ²
Revêtement (e=2cm)	22*0.02=0.44KN/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	20*0.02=0.4 KN/m ²

Totale **G=1.23 KN/m²**

Surcharge d'exploitation « Q »

Q=2.5 KN/m²

Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge du contre marche

ELS :

$$Q_s = (G+Q) \times 0.15 + (G+Q) \times 0.17$$

$$Q_s = (1.23+2.5) \times 0.15 + (1.23+2.5) \times 0.17$$

$$Q_s = 1.20 \text{ KN/m}$$

Condition de la flèche :**Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 1.20 \times (1200^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 3,21$$

$$I \geq 3,21 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L40x40x5**.

Vérification en tenant compte le poids propre de la cornière :

$$Q_s = (1.23 \times 0.15 + 1.23 \times 0.17 + 0.0297) + 2.5 \times (0.15 + 0.17)$$

$$Q_s = 1.223 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times (1.23 \times 0.15 + 1.23 \times 0.17 + 0.0297) + 1.5 \times (2.5 \times (0.15 + 0.17))$$

$$Q_u = 1,77 \text{ KN/m}$$

✓ La flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 1,223 \times 1200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,43 \times 10^4}$$

$$f = 2,89 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Résistance :**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40-6-5}{5} = 5,8 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \text{Donc la cornière est de classe 1}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{1,77 \times 1,2^2}{8} = 0,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 1,91 \times 10^{-3}}{1,1} = 0,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{1,77 \times 1,2}{2}$$

$$V_{sd} = 1,06 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times l}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$S = \frac{(40 \times 5) \times 5}{2} + \frac{(40-5) \times 5 \times 40}{2}$$

$$S = 4000 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1,06 \times 4000 \times 10^3}{5 \times 5,43 \times 10^4}$$

$$\tau = 15,61$$

$$\tau = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77$$

$\tau < \tau'$ condition vérifiée

b) Dimensionnement de limon de volée :

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Cornière $2*5*0.0297*0.675/1,5 = 0.126$ KN/m

Poids de garde-corps 0.3 KN/m

Revêtement + mortier de pose + tôle $1.23 * 1.2/2 = 0.73$ KN/m

Totale G= 1.172 KN/m

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \times \frac{1.2}{2}=1.5$ KN/m

Donc :

$$Q_s = 1.172 + 1.5 = 2.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 1.172 + 1.5 \times 1.5 = 3,83 \text{ KN/m}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u1} = Q_u \times \cos\alpha = 3.16 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin\alpha = 2.15 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos\alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times \cos\alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 2.67 \times \cos 34.21 \times (1810)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 202.95 \text{ mm}^4$$

UPN100

Vérification en tenant compte le poids propre de limon :

$$Q_s = 2.67 + 0.106$$

$$Q_s = 2,77 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u1}=3,16+1,35 \times 0,106 = 3.30 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2}=2.29 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times 2,77 \times \cos 34,21 \times (1810^4)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 206 \times (10^4)}$$

$$f = 0,74 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{1810}{250}$$

$$f_{adm} = 7,24 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$ condition vérifiée

✓ **Résistance :**

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3,3 \times 1,81^2}{8} = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,25 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$ condition vérifiée

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

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

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

$$A_v = 1350 - 2 \times 50 \times 8,5 + (6 + 2 \times 8,5) 8,5$$

$$A_v = 304,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{304,5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1,1)}$$

$$V_{plrd} = 43,95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{2.29 \times 1,81}{2}$$

$$V_{sd} = 2,07 \text{ KN}$$

condition vérifiée

Donc :

On opte un **UPN100** pour le limon

c) Etude de pallier :

Evaluation des charges :

Charge permanente :

Cofraplus 55 0.13 KN/m²

Poids de la dalle (e=8cm) 2.00 KN/m²

Mortier de pose (e=2cm) 0.4 KN/m²

Revêtement en carrelage (2cm) 0.44 KN/m²

Totale G = 2.97 KN/m²

Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Chargement linéaire :

$$G = 2.97 \times 1,2 = 3,56 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 1,2 = 3 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$Q_s = 3,56 + 3 = 6,56 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times 3,56 + 1.5 \times 3 = 9,31 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = L/250$$

$$I \geq \frac{(250 \times 5 \times Q_s \times L^3)}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 6,56 \times 1200^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 17,57 \text{ cm}^4$$

On opte: **IPE100**

Vérification en tenant compte le poids propre de la poutre :

$$Q_s = 6,56 + 0.081$$

$$Q_s = 6,64 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 9,31 + 1.35 \times 0.081$$

$$Q_u = 9,41 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 6,64 \times 1200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 171 \times 10^4}$$

$$f = 0,5 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

✓ **Résistance :**

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{9,41 \times 1,2^2}{8} = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 39,41 \times 10^{-6}}{1.1} = 9,85 \text{ KN.m}$$

($M_{sd} \leq M_{plrd}$) condition vérifiée

b) RDC :

$$\text{Nombre des contres marches } n = \frac{\frac{3.4}{2}}{0.17} = 10 \text{ contres marches}$$

Nombre des marches $m = n-1 = 10-1 = 9$

Emmarchement : 1.35 m

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{170}{240} = 0,70 ; \alpha = 34,99^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse : } L = \sqrt{2,4^2 + 1.7^2} = 2,94 \text{ m}$$

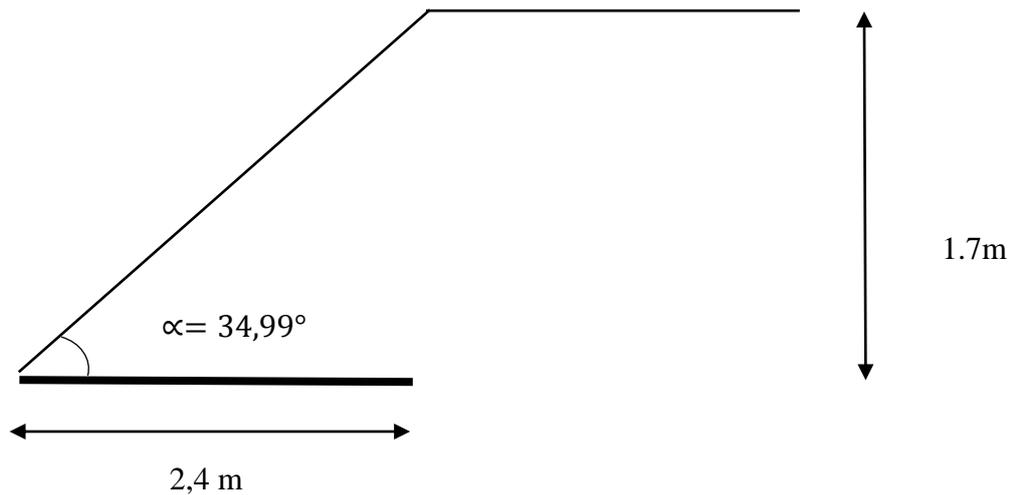


Figure IV. 4: Schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC).

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Tôle (5mm)	0.39 KN/m ²
Revêtement (e=2mm)	22*0.02=0.44KN/m ²
Mortier de pose (e=2mm)	20*0.02=0.4 KN/m ²
Totale	G=1.23 KN/m²

Surcharge d'exploitation « Q »

$$\mathbf{Q=2.5 \text{ KN/m}^2}$$

a) Dimensionnement des cornières :

Les calculs sont les mêmes avec letage.

b) Dimensionnement de limon de volée :

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Cornière $2 \times 10 \times 0.0297 \times 0.675 / 2,4 = 0.167 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps 0.3 KN/m

Revêtement + mortier de pose + tôle $1.23 \times 1.2 / 2 = 0.73 \text{ KN/m}$

Totale G = 1.19 KN/m

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times \frac{1.2}{2} = 1.5 \text{ KN/m}$

Donc :

$$Q_s = 1.19 + 1.5 = 2,69 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 1.19 + 1.5 \times 1.5 = 3,85 \text{ KN/m}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u1} = Q_u \times \cos\alpha = 3.15 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin\alpha = 2.20 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos\alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{1}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times Q_s \times \cos\alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 2.69 \times \cos 34,99 \times (2940)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 86,81 \text{ mm}^4$$

On opte : **UPN100**

Vérification en tenant compte le poids propre de limon :

$$Q_s = 2.69 + 0.106 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 2,79$$

$$Q_{u1} = 3.29 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2}=2.34\text{KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$\frac{5 \times 2,79 \times \cos 34,99 \times (2940^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 206 \times (10^4)}$$

$$f = 5,14 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{2940}{250}$$

$$f_{adm} = 11,76 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$ condition vérifiée

✓ **Résistance :**

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.29 \times 2,94^2}{8} = 3,55 \text{KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49 \times 10^{-6}}{1.1} = 12,25 \text{KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$ condition vérifiée

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

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

$$A_v = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r)tf$$

$$A_v = 1350 - 2 \times 50 \times 8.5 + (6 + 2 \times 8.5)8.5$$

$$A_v = 304,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{304,5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 43,95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{u2} \times L}{2} = \frac{2,34 \times 2,94}{2}$$

$$V_{sd} = 3,43 \text{ KN}$$

condition vérifiée

Donc :

On opte un **UPN100** pour le limon

c) Etude de pallier :

Les calculs sont les mêmes avec letage.

IV.3. L'acrotère

IV.3.1. Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

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

- Largeur $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur $H = 60 \text{ cm}$
- Epaisseur $e = 10 \text{ cm}$

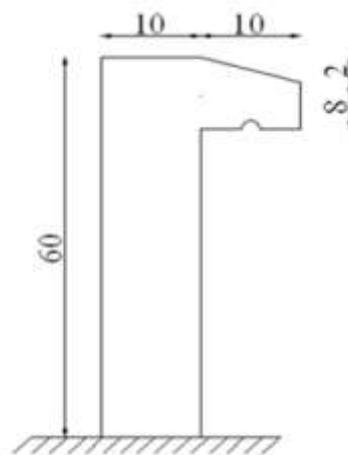


Figure IV. 5: Dimensions de l'acrotère

IV.3.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère

a) Charge permanente et charge d'exploitation :

- Charge permanente :

Surface de l'acrotère :

$$S = 0.1 \times 0.6 + 0.08 \times 0.1 + (0.02 \times 0.1) / 2 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P = (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.02 + 0.08 + 0.5) = 1.4 \text{ m}$$

Revêtement en ciment : (e=2 cm ; ρ=14 KN/m³)

Poids propre de l'acrotère (G=ρ_b×S)..... 25×0.069=1.725 KN/m

Revêtement en ciment 15×0.02×1.4 = 0.392KN/m

Totale

G=2.12kN/ml

- La force horizontale due à l'effet du séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments

Non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (6-3 \text{ RPA99/V2003})$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) .

W: Poids de l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \quad A=0.25 ; C=0.8$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.12 = 1.69 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où **Q = 1,00 kN/ml**

$$Q = \text{Max} (1.5Q ; F_p) = \text{Max} (1.5 ; 1.69)$$

$$Q = 1.69 \text{ KN/ml}$$

Donc pour une bonde de **1m** de largeur : **G= 2.12 KN/ml et Q= 1.69 KN/ml**

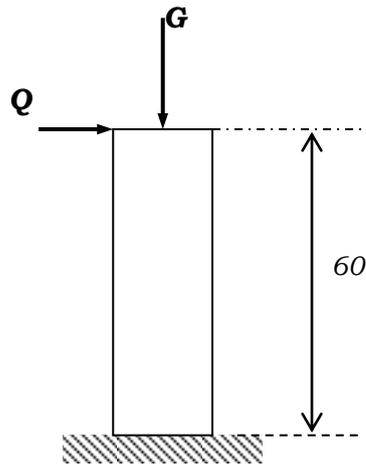


Figure IV. 6: Schéma statique de l'acrotère

IV.3.3. Détermination des efforts

- Calcul des efforts à l'ELU :

$$N_U = 1,35 G$$

$$M_U = 1.5 F_p \times h$$

$$T_U = 1.5 F_p$$

- Calcul des efforts à l'ELS :

$$N_S = G$$

$$M_S = F_p \times h$$

$$T_U = F_p$$

Tableau IV. 1: Les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissant

	ELU	ELS
Efforts normaux (KN)	$N_U = 2.86$	$N_S = 2.12$
Efforts tranchants (KN)	$T_U = 2.54$	$T_S = 1.69$
Moment fléchissant (KN.m)	$M_U = 1.52$	$M_S = 1.01$

IV.3.4. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad M_U = 1,52 \text{ KN.m}$$

$$N_U = 2,86 \text{ kN}, \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \quad F_e = 400 \text{ MPa}, \quad d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm (enrobage)}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_a : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_2 : excentricité additionnelle.

Φ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\Phi=2$ (en générale).

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,52}{2,86} = 0,53 \text{ m} = 53 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2\text{cm}; 0,24\text{cm}) = 0,02\text{m}$$

$$e_2 = l_f^2 \frac{3(2+\alpha\Phi)}{10^4 h}$$

$$l_f = 2l_0 = 2(0,6) = 1.2\text{m (console)}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1,5M_{ser}}\right) = 0$$

$$e_2 = 0,0014 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} e_0 = 0,551 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On a **55cm > 2,5cm** Donc: (S.P.C)

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_F = N_u (d - (h/2) + e)$$

$$M_f = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e\right) = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_F = 1.69 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_F = 1.69 \text{ KN.m}$

$$\mu_R = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 54,56 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 46,34 \text{ mm}^2$

On obtient : $A_{s1} = 0$ et $A_{s2} = 46,34 \text{ mm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm.}$$

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

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2 ; 1,09 \text{ cm}^2\} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisie est 6T10, $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{100-5}{5} = 19 \text{ cm}$$

✓ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,18 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{60-5}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

IV.3.5. Vérifications

a) Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,01}{2,12} = 0,476 ; \text{ On prend } e_0 = 47,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a : $e_0=47,6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

Position de l'axe neutre :

Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

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

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 47,6 = -42,6 \text{ cm}$$

D'après le **BAEL91 (modifier 99)** on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^3 + pY_c^2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c') \right] + \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c)^2 \right]$$

$$\text{Avec : } A_s = 0$$

$$\Rightarrow p = -5225.54 \text{ cm}^2 ; q = 143330.96 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 5225.54 + 143330.96 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -595,49 \times 10^6 < 0$$

$$\text{D'où : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,985$$

$$\cos \varphi = -0,985 \rightarrow \varphi = 170,06^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos (\varphi/3) = 45,84 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 37,48 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = -83,33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 83,47$$

La solution qui convient est : $Y_c = 45,84 \text{ cm}$

Car : $0 < Y_{ser} = Y_c + C < d$

$$0 < Y_{ser} = 3,24 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} Y_{ser} = 3,24 \text{ cm} \\ Y_c = 45,84 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :

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

$$I = 3477,73 \text{ cm}^4$$

b) Vérification des contraintes :

✓ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,12 \times 10^3 \times 45,84 \times 10)}{3477,73 \times 10^4} \times 3,24 \times 10 = 0,9 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée .}$$

✓ **Contrainte de l'acier :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 24,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

c) Vérification de L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,028 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

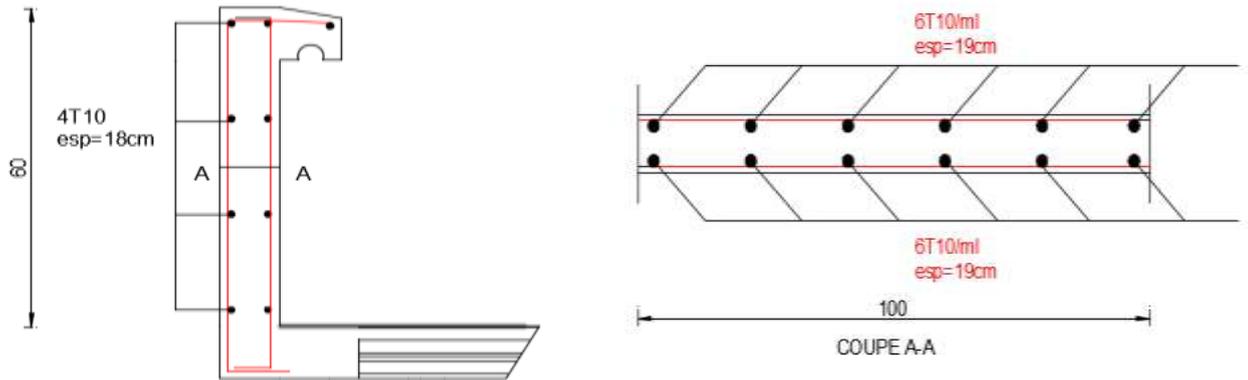


Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.4. Conclusion

- Les escaliers :

Les caractéristiques de la cornière, le limon & la poutre palière choisit :

Tableau IV. 2: Les caractéristiques de la cornière

Caractéristiques	g (kg/m)	h=b (mm)	t (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y = I _z (mm ⁴) *10 ⁴	W _{ply} mm ³ *10 ³
L40×40× 5	2,97	40	5	6	3,79	5,43	1,91

Tableau IV. 3: Les caractéristiques du limon

Caractéristiques	H mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	p (kg/m)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)
UPN100	100	50	6	8,5	8,5	10,6	13,5	206	49

Tableau IV. 4: Les caractéristiques de la poutre palière

Caractéristiques	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	R (mm)	I _y (cm ⁴)	w _{ply} (cm ³)
IPE100	8,1	100	55	3,6	5,7	7	171	39,41

- L'acrotère :

La section choisit est : **6T10** → A_s = **4,71 cm²** avec un espacement S_t = **19cm**

La section choisit est : **4T10** → A_r = **3,14 cm²** avec un espacement S_t = **18cm**

CHAPITRE V
ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction

Vue que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du Autodesk Robot structural analyses Professional 2019 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.1.1. Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.1.2. 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.

V.1.3. 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.

- **Spectres de réponse de calcul**

Cette méthode consiste à définir l’action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période(T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure.

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

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

η : Facteur de correction d’amortissement.

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

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4)

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

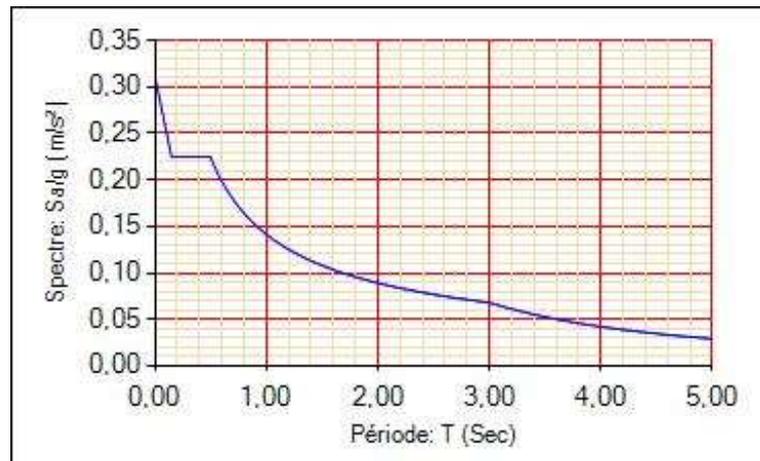


Figure V. 1: Spectre de réponse.

V.1.4. 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 repense 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_{T_k} \leq 0.20 \text{ sec} \dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_{T_k} la période du mode K.

V.2. 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 déterminer par la méthode statique équivalente “V” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

V.3. 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 :

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

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.

V.4. 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

K :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

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

h_k : Hauteur d'étage 'k'

V.5. Résultats de l'analyse dynamique

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

V.5.1. Modèle 1

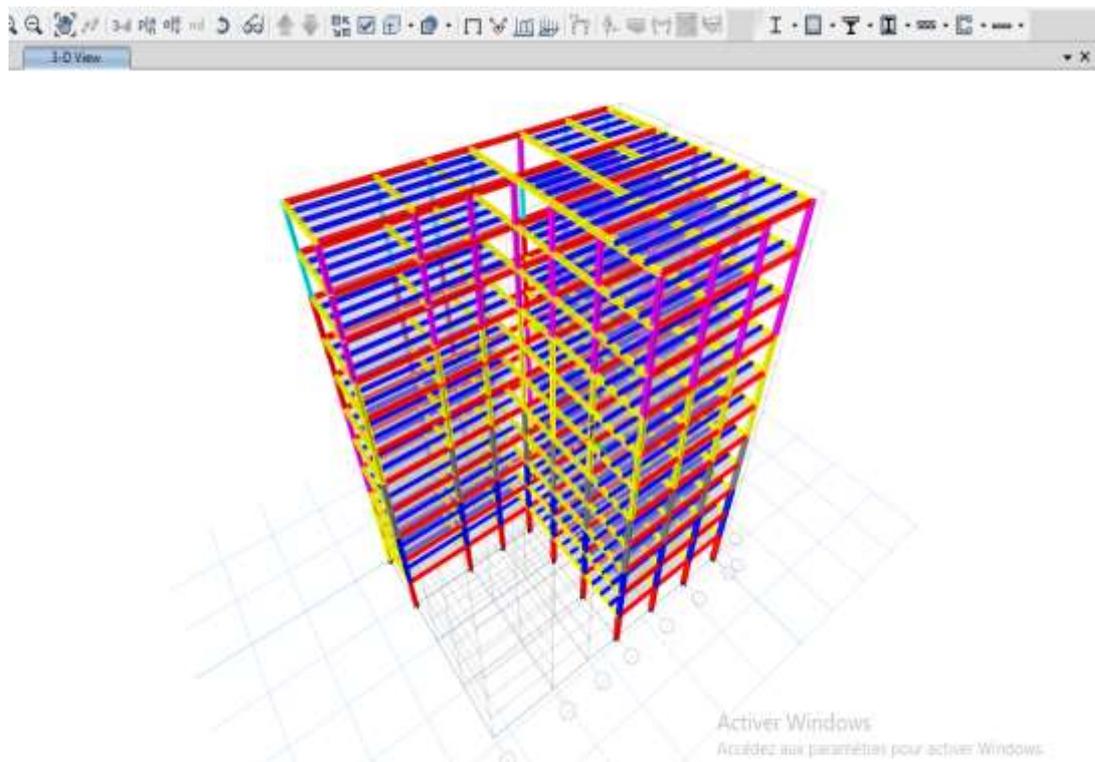


Figure V. 2: Vue en 3D Structure auto stable.

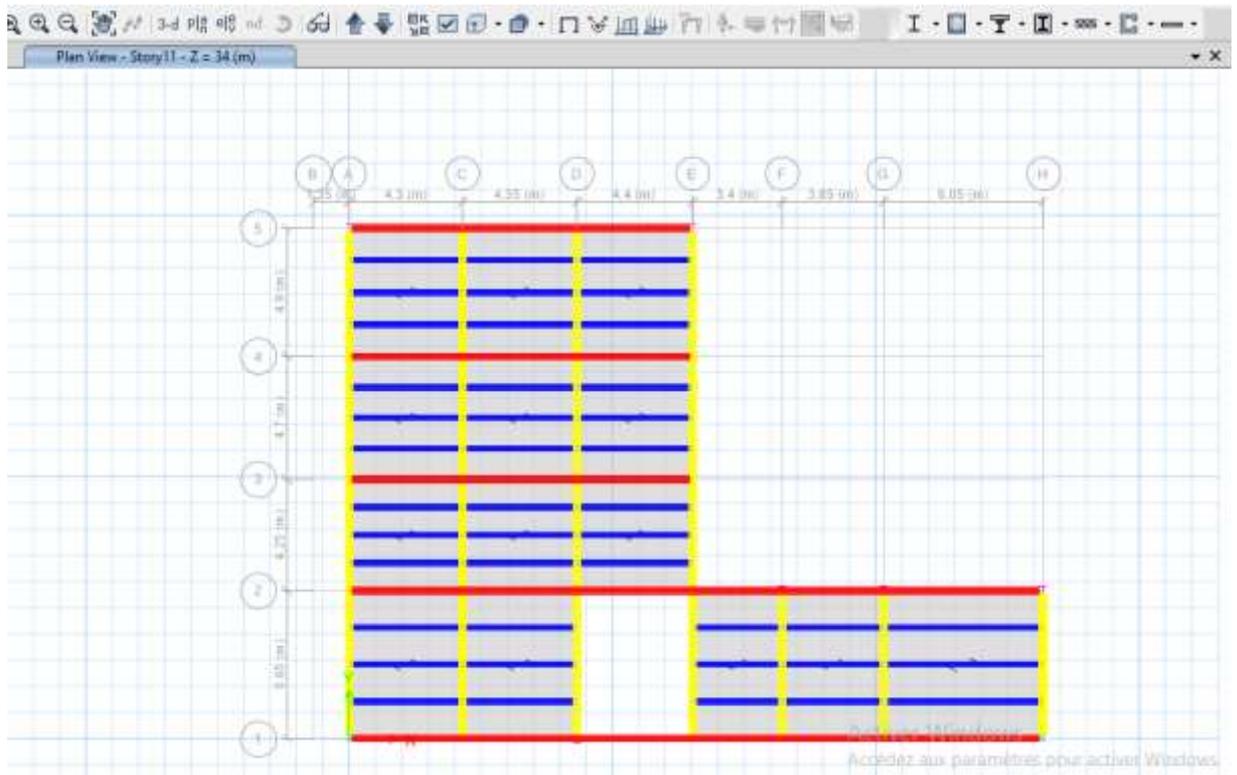


Figure V. 3: Vue en 2D Structure auto stable.

Tableau V. 1: Les profilé modale 1

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème}	HEA300
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 280
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA 260
	9 ^{ème} et 10 ^{ème}	HEA 240
Poutre principale	RDC – 10 étage	HEA 260
Poutre secondaire	RDC – 10 étage	HEA 200
Solive	RDC – 10 étage	IPE180

▪ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 3,537$ s

- Le 1^{er} mode un mode de translation suivant x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y
- La participation massique dépasse le seuil 90% à partir du 6^{ème} mode

a) **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau V. 2: Modal participating mass ratios modale 1

participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	3,537	80%	0%	0%	80%	0%	0%	0%	20%	0%	0%	20%	0%
Modal	2	2,614	0%	9%	0%	80%	9%	0%	3%	0%	69%	3%	20%	70%
Modal	3	2,344	0%	70%	0%	80%	79%	0%	18%	0%	10%	21%	20%	79%
Modal	4	1,198	10%	0%	0%	90%	79%	0%	0%	52%	0%	21%	72%	79%
Modal	5	0,871	0%	1%	0%	90%	80%	0%	4%	0%	10%	25%	73%	89%
Modal	6	0,79	0%	10%	0%	90%	90%	0%	47%	0%	1%	72%	73%	90%
Modal	7	0,699	4%	0%	0%	94%	90%	0%	0%	8%	0%	72%	81%	90%
Modal	8	0,5	0%	0%	0%	94%	90%	0%	0%	0%	4%	73%	81%	94%
Modal	9	0,483	2%	0%	0%	97%	90%	0%	0%	8%	0%	73%	89%	94%
Modal	10	0,458	0%	4%	0%	97%	94%	0%	8%	0%	0%	81%	89%	94%
Modal	11	0,357	1%	0%	0%	98%	94%	0%	0%	3%	0%	81%	93%	94%
Modal	12	0,34	0%	0%	0%	98%	94%	0%	0%	0%	2%	81%	93%	96%

Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, une autre tentative a été faite.

V.5.2. Modèle 2

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X et V qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

a) **Système de contreventement**

Palés triangulés en X et V : Profilée **Double UPN 280**

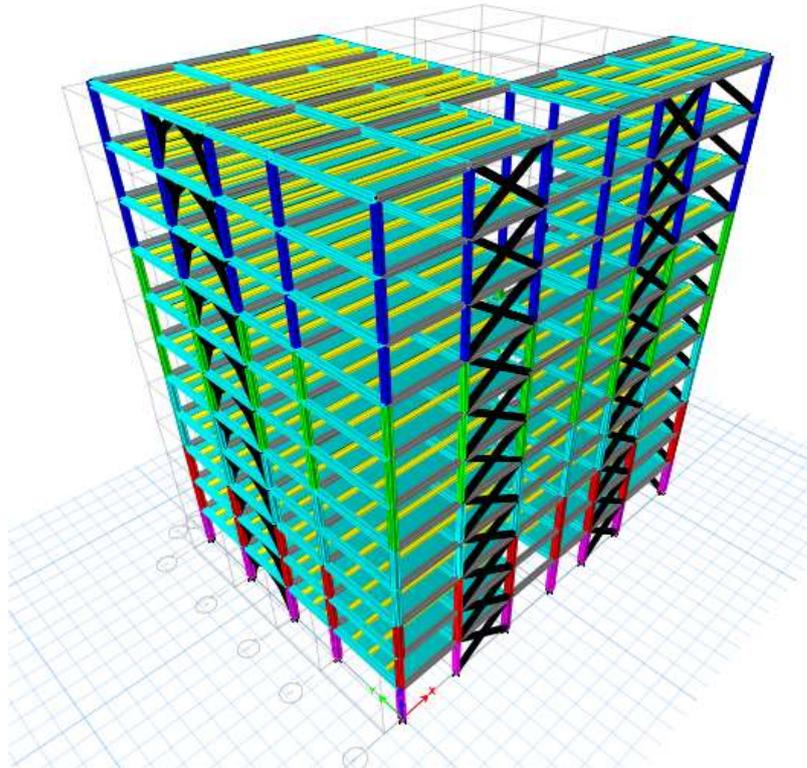
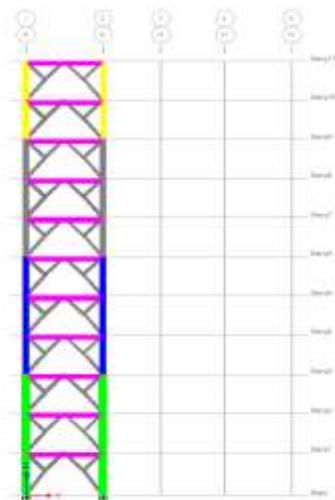
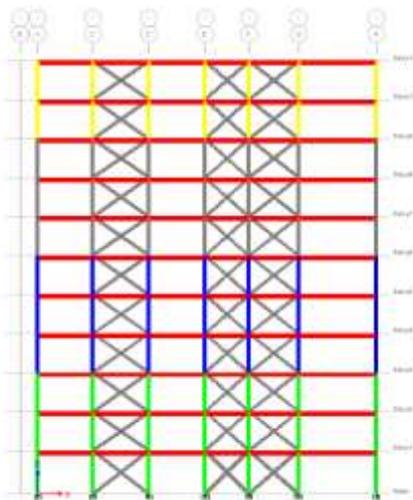
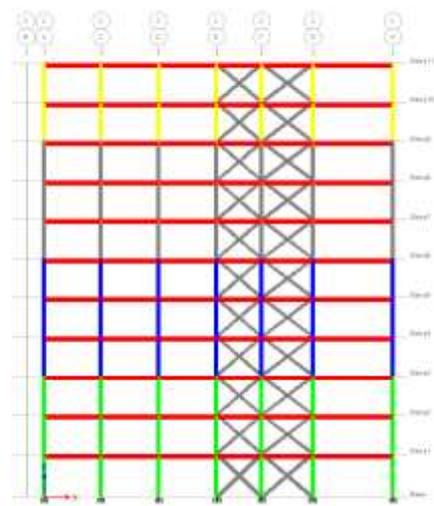
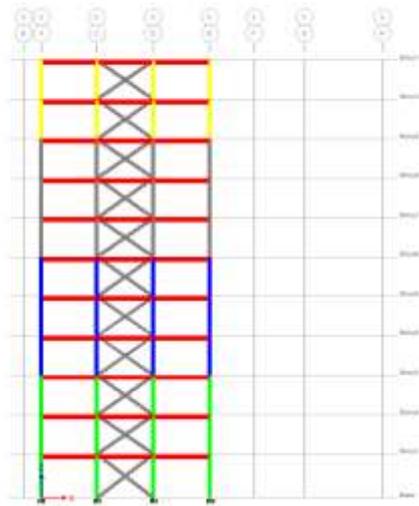


Figure V. 4: Structure avec palés triangulés en X et en V.

Tableau V. 3: Les profilé modale 2

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème}	HEA300
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 280
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA 260
	9 ^{ème} et 10 ^{ème}	HEA 240
Poutre principale	RDC – 10 étages	HEA 260
Poutre secondaire	RDC – 10 étages	HEA 200
Solive	RDC – 10 étages	IPE180



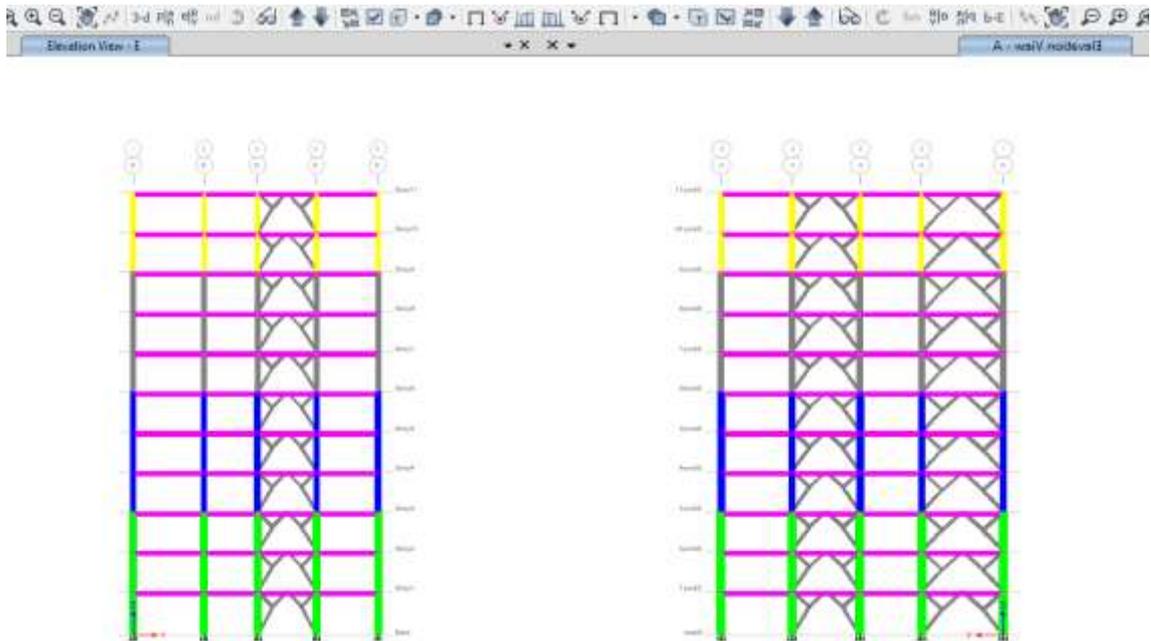


Figure V. 5: Structure avec palées triangulées en X et en V.

▪ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1,236$ 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

Tableau V. 4: Modal participating mass ratios modale 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1,236	67%	0%	0%	67%	0%	0%	0%	34%	0%	0%	34%	0%
Modal	2	0,52	0%	81%	0%	67%	81%	0%	17%	0%	1%	17%	34%	2%
Modal	3	0,399	0%	2%	0%	67%	83%	0%	0%	1%	77%	17%	35%	79%
Modal	4	0,268	20%	0%	0%	87%	83%	0%	0%	31%	1%	18%	65%	79%
Modal	5	0,178	0%	11%	0%	87%	93%	0%	62%	0%	0%	79%	65%	80%
Modal	6	0,133	0%	0%	0%	87%	93%	0%	1%	1%	11%	80%	66%	90%
Modal	7	0,119	6%	0%	0%	93%	93%	0%	1%	14%	1%	81%	81%	91%
Modal	8	0,11	0%	4%	0%	94%	97%	0%	8%	1%	0%	88%	81%	91%
Modal	9	0,081	0%	1%	0%	94%	99%	0%	7%	1%	0%	95%	82%	91%
Modal	10	0,077	1%	0%	0%	94%	99%	0%	1%	2%	3%	96%	84%	94%
Modal	11	0,073	2%	0%	0%	97%	99%	0%	0%	6%	2%	96%	90%	96%
Modal	12	0,063	0%	1%	0%	97%	99%	0%	2%	0%	0%	98%	90%	96%

V.5.3. (Modèle final)

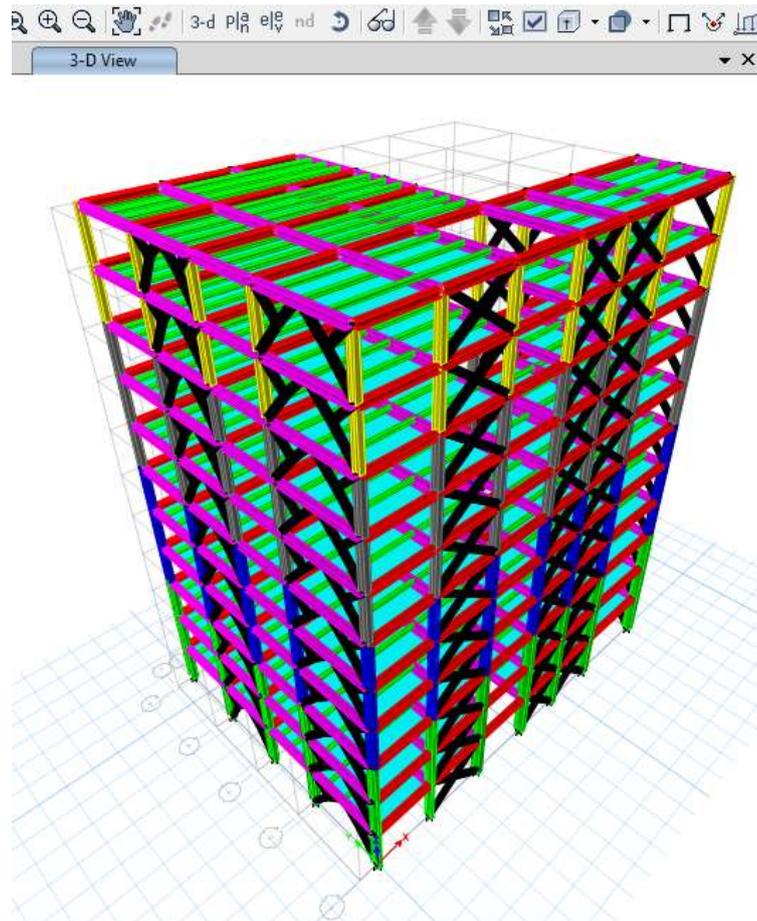


Figure V. 6: Model final avec contreventements en X et Y.

Tableau V. 5: changement des section (poteaux et poutres)

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème}	HEA550
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 450
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA 400
	9 ^{ème} et 10 ^{ème}	HEA 360
Poutre principale	RDC – 10 étage	HEA 340
Poutre secondaire	RDC – 10 étage	HEA 320
Solive	RDC – 10 étage	IPE180

▪ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale T= 0,858 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

Tableau V. 6: Modal participating mass ratios modal final

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,858	69%	0%	0	69%	0%	0	0%	31%	1%	0%	31%	1%
Modal	2	0,502	0%	81%	0	69%	81%	0	18%	0%	1%	18%	31%	1%
Modal	3	0,385	0%	1%	0	69%	82%	0	0%	1%	78%	19%	32%	79%
Modal	4	0,221	19%	0%	0	88%	82%	0	0%	36%	0%	19%	68%	79%
Modal	5	0,171	0%	11%	0	88%	92%	0	59%	0%	0%	78%	68%	79%
Modal	6	0,126	0%	0%	0	88%	92%	0	0%	0%	12%	78%	68%	92%
Modal	7	0,108	6%	0%	0	94%	93%	0	1%	14%	0%	79%	82%	92%
Modal	8	0,103	1%	3%	0	95%	96%	0	7%	1%	0%	86%	83%	92%
Modal	9	0,074	0%	2%	0	95%	98%	0	7%	0%	0%	93%	84%	92%
Modal	10	0,072	0%	0%	0	95%	98%	0	1%	0%	4%	93%	84%	96%
Modal	11	0,069	3%	0%	0	97%	98%	0	0%	7%	1%	94%	92%	96%
Modal	12	0,057	0%	1%	0	97%	99%	0	2%	0%	0%	96%	92%	96%

b) 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

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

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

$$\begin{cases} L_x = 28,05 \text{ m} \\ L_y = 20 \text{ m} \end{cases}$$

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

⇒ h_N = 34.00 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 :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{28,05}} = 0,58 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{20}} = 0,68 \text{ s} \end{array} \right. \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 34^{3/4} = 0,704 \text{ s} \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : $T_x = \min (0,58 ; 0,93) \Rightarrow T_x = 0,58 \text{ s}$.
- Sens (y-y) : $T_y = \min (0,68 ; 0,93) \Rightarrow T_y = 0,68 \text{ s}$.

$T_{analytique} = 0,704$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

Don :

$T_{exp} = 1.3 * T \rightarrow T_{exp} = 0,915 \text{ second}$

$T_{numérique} = 0,86 \text{ s}$	$< T_{exp} = 0,915 \text{ s}$	\Rightarrow La période est vérifiée
----------------------------------	-------------------------------	---------------------------------------

c) 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 V. 7: Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	Ila	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).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Tableau V. 8: 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 :

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

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

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

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

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 2,27 \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,68} \right)^{2/3} = 2,028 \end{cases}$$

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 V. 9: Facteur de qualité

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

Q_x=1,15 Q_y=1,15

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 bureau (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

d) Résultant des forces sismiques

On trouve : $W = 23220,2871 \text{ Kn}$ (calcul automatique)

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,27 \times 1,15}{4} \times 23220,2871 = 3788,53 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,028 \times 1,15}{4} \times 23220,2871 = 3384,65 \text{ Kn}$$

	V _{dyn} (KN)	0.8 * V _{st} (KN)	Observation	
Sens X-X	2724,15	3030,827974		non vérifiée
Sens Y-Y	4244,46	2707,717679	vérifiée	

$$0,8*V_{st} / V_{dyn} = 1,12$$

Après corrigé :

	V _{dyn} (KN)	0.8 * V _{st} (KN)	Observation	
Sens X-X	3051,05	3030,827974	vérifiée	
Sens Y-Y	4244,46	2707,717679	vérifiée	

e) Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version2003**, 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)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle

Etage	Dx	Dy	dx	dy	Δ_x	Δ_y	H etage(cm)	1% hetage	rX%	ry
10ème	54,316	19,649	217,26	78,60	20,88	2,30	3060	30,6	68%	8%
9ème	49,097	19,073	196,39	76,29	22,11	3,77	3060	30,6	72%	12%
8ème	43,569	18,13	174,28	72,52	22,96	5,06	3060	30,6	75%	17%
7ème	37,83	16,865	151,32	67,46	23,51	6,32	3060	30,6	77%	21%
6ème	31,953	15,286	127,81	61,14	23,55	7,46	3060	30,6	76,97%	24%
5ème	26,065	13,42	104,26	53,68	22,93	8,24	3060	30,6	74,94%	27%
4ème	20,332	11,36	81,33	45,44	21,74	8,95	3060	30,6	71%	29%
3ème	14,897	9,123	59,59	36,49	19,72	9,40	3060	30,6	64%	31%
2ème	9,968	6,773	39,87	27,09	16,90	9,26	3060	30,6	55%	30%
1ère	5,744	4,458	22,98	17,83	13,43	9,14	3060	30,6	44%	30%
RDC	2,386	2,173	9,54	8,69	9,54	8,69	3400	34	28%	26%

Etage	Dx	Dy	dx	dy	Δx	Δy	H etage(cm)	1% hetage	rX%	ry
10ème	54,316	19,649	217,26	78,60	20,88	2,30	3060	30,6	68%	8%
9ème	49,097	19,073	196,39	76,29	22,11	3,77	3060	30,6	72%	12%
8ème	43,569	18,13	174,28	72,52	22,96	5,06	3060	30,6	75%	17%
7ème	37,83	16,865	151,32	67,46	23,51	6,32	3060	30,6	77%	21%
6ème	31,953	15,286	127,81	61,14	23,55	7,46	3060	30,6	76,97%	24%
5ème	26,065	13,42	104,26	53,68	22,93	8,24	3060	30,6	74,94%	27%
4ème	20,332	11,36	81,33	45,44	21,74	8,95	3060	30,6	71%	29%
3ème	14,897	9,123	59,59	36,49	19,72	9,40	3060	30,6	64%	31%
2ème	9,968	6,773	39,87	27,09	16,90	9,26	3060	30,6	55%	30%
1ère	5,744	4,458	22,98	17,83	13,43	9,14	3060	30,6	44%	30%
RDC	2,386	2,173	9,54	8,69	9,54	8,69	3400	34	28%	26%

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

f) 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

K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V. 11: Vérification de l'effet P- Δ

XX	P KN	Δ	V	hetage	Θ	Lim	r%
10ème	2705,977	20,88	869,6372	3060	0,0212281	0,1	21%
9ème	4714,0537	22,11	1380,7639	3060	0,0246707		25%
8ème	6731,1506	22,96	1779,4957	3060	0,028377		28%
7ème	8748,2476	23,51	2106,6119	3060	0,0319029		32%
6ème	10765,345	23,55	2385,2188	3060	0,0347381	0,1	35%
5ème	12793,104	22,93	2630,7988	3060	0,0364426		36%
4ème	14820,864	21,74	2850,6482	3060	0,0369375		37%
3ème	16848,624	19,72	3041,1538	3060	0,0356963	0,1	36%
2ème	18895,261	16,90	3200,2922	3060	0,0326006		3%
1ère	20941,897	13,43	3324,5756	3060	0,0276502		3%
RDC	23220,287	9,54	3405,1907	3400	0,0191416		19%

YY	P KN	Δ	V	hetage	Θ	Lim	r%
10ème	2705,977	2,30	813,2805	3060	0,0025052	0,1	3%
9ème	4714,0537	3,77	1384,2932	3060	0,0041978		4%
8ème	6731,1506	5,06	1907,8621	3060	0,0058341		6%
7ème	8748,2476	6,32	2386,8151	3060	0,0075652		7,565%
6ème	10765,345	7,46	2817,36	3060	0,0093204	0,1	9,320%
5ème	12793,104	8,24	3197,7359	3060	0,0107731		10,773%
4ème	14820,864	8,95	3525,1573	3060	0,0122942		12,294%
3ème	16848,624	9,40	3795,7542	3060	0,0136356	0,1	13,636%
2ème	18895,261	9,26	4005,9748	3060	0,0142736		14,274%
1ère	20941,897	9,14	4154,9711	3060	0,0150547		15,055%
RDC	23220,287	8,69	4244,4582	3400	0,0139858		13,986%

➤ 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.

g) Vérification le coefficient de comportement R

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

Tableau V. 12: base reactions

TABLE: Base Reactions										
Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
W	Combination	0	0	23220,2871	195417,3173	-221874,033	0	0	0	0

Tableau V. 13: Elemet Forces-Braces

TABLE: Element Forces - Braces														
Story	Brace	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station	Location
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story1	D29	1165	W	Combina	0	-194,8	-0,49	0	0	0	0	1165	0	
Story1	D31	1187	W	Combina	0	-194,8	-0,49	0	0	0	0	1187	0	
Story1	D34	1231	W	Combina	0	-188,2	-0,49	0	0	0	0	1231	0	
Story1	D36	1253	W	Combina	0	-185,8	-0,49	0	0	0	0	1253	0	
Story1	D3	1308	W	Combina	0	-161,3	-0,58	0	0	0	0	1308	0	
Story1	D4	1319	W	Combina	0	-159,2	-0,58	0	0	0	0	1319	0	
Story1	D41	1374	W	Combina	0	-160,2	-0,58	0	0	0	0	1374	0	
Story1	D42	1385	W	Combina	0	-156,3	-0,58	0	0	0	0	1385	0	
Story1	D5	1418	W	Combina	0	-157,3	-4,42	0,054	4E-04	0,096	-5,2	1418-1	0	
Story1	D6	1429	W	Combina	0	-155,5	-4,11	-0,05	-0	-0,1	-4,94	1429-1	0	
Story1	D9	1458	W	Combina	0	-130,3	-1,45	6E-04	0	0	0	1458-1	0	
Story1	D10	1460	W	Combina	0	-146,5	-1,5	-0	0	0	0	1460-1	0	
Story1	D7	1462	W	Combina	0	-168,6	-1,38	5E-04	0	0	0	1462-1	0	
Story1	D8	1473	W	Combina	0	-157,8	-1,73	-0	0	0	0	1473-1	0	
Story1	D15	1484	W	Combina	0	-171,4	-1,79	7E-04	0	0	0	1484-1	0	
Story1	D16	1495	W	Combina	0	-181	-1,47	-0	0	0	0	1495-1	0	
Story1	D11	1509	W	Combina	0	-172,1	-1,44	1E-04	0	0	0	1509-1	0	
Story1	D12	1510	W	Combina	0	-174,8	-1,66	5E-04	0	0	0	1510-1	0	
Story1	D13	1531	W	Combina	0	-155,5	-1,28	3E-04	0	0	0	1531-1	0	
Story1	D14	1542	W	Combina	0	-151,6		-0	0	0	0	1542-1	0	
somme						-3323								

L'effort total à la base de la structure : $P_{tot} = 23220,2871 \text{ KN}$

L'effort normal à la base repris par les contreventements : $P_{cv} = 3323 \text{ KN}$

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 14\%$$

V.6. Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations
- Vérification des déplacements inter étage
- Vérification de la participation massique
- Vérification de l'effort tranchant
- Vérification de l'effet P-Δ

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en V est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003

CHAPITRE VI
VERIFICATIONS DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de la structure, d'après les résultats obtenus dans les chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel **ETABS**

Le calcul d'une structure impose que, pour toutes combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée :

- Globalement → au niveau de la structure.
- Individuellement → au niveau de chaque élément

On se basant sur les vérifications exigées par le **CCM97, EC3 et RPA99 ver2003**.

Les combinaisons de charge :

Les vérifications nécessaires de chaque élément doivent être faites sous les combinaisons de charges appropriées, qui sont :

- $G+Q$ et $1.35G+1.5Q$
- $G+Q+E_x$ et $G+Q+E_y$
- $0.8G \pm E_x$ et $0.8G \pm E_y$
- $G+Q+1.25E_x$ et $G+Q+1.25E_y$
- $0.8G \pm 1.25E_x$ et $0.8G \pm 1.25E_y$

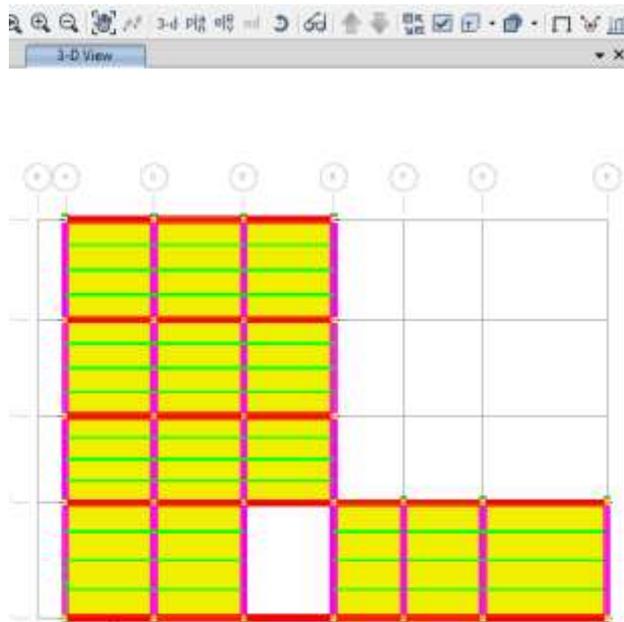


Figure VI. 1: Vue en plan de la structure

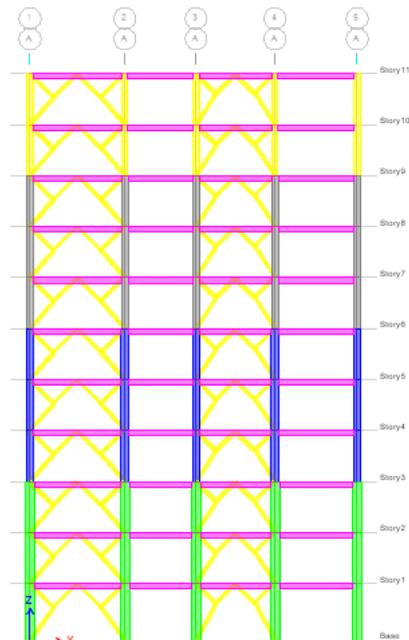


Figure VI. 2: Vue en 2D suivant YZ

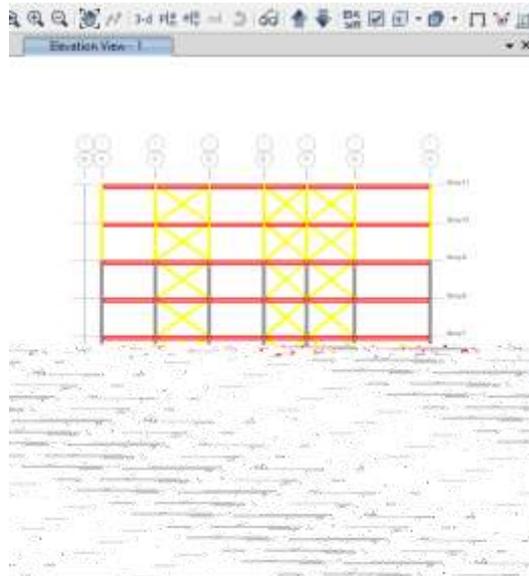


Figure VI. 3: Vue en 2D suivant XZ

VI.2. Les phénomènes d'instabilité

VI.2.1. Le flambement

Le flambement est une déformation affectant un élément élancé (long et mince) soumis dans le sens de la longueur à un effort de compression trop important.



Figure VI. 4: Phénomène du flambement

VI.2.2. Le déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique, moins dangereux que le flambement. Il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.



Figure VI. 5: Phénomène du déversement

➤ 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 :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \dots (*) \quad \text{CCM97 (5.51)}$$

Où :

$$N_{pl} = A \cdot f_y ; M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 ; f_y = 275 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right); \mu_z \leq 0,90$$

$$\chi = 1 / \left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$$

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 du flambement (pour les poteaux) :

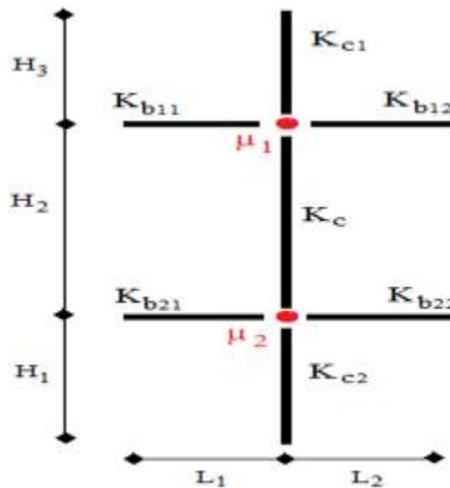


Figure VI. 6: Facteurs de distribution de la rigidité

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{l_k}{l_0} = \left[\frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

$$n_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}, \quad \eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: Rigidités des poteaux = I / H , $K_{poutres}$: Rigidité des poutres = I / L

➤ *Les étapes de vérification du déversement (pour les poutres) :*

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2.

$\beta_w = \frac{w_{ely}}{w_{ply}}$ pour les sections de classe 3.

$\beta_w = \frac{w_{effy}}{w_{ply}}$ pour les sections de classe 4.

X_{LT} : coefficient de reduction pour le deversement.

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)] + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

α_{LT} : facteur d'imperfection.

$$\begin{cases} \alpha_{LT} = 0.21 \Rightarrow \text{profilés laminés} \\ \alpha_{LT} = 0.49 \Rightarrow \text{sections soudées} \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon$$

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

λ_{LT} : l'élancement de géométrie donné par :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c_1 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{L}{i_z}\right] \left[\frac{L}{t_f}\right]}}$$

C_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement, il est donné aux tableaux **B.1.1** et **B.1.2** [CCM97].

VI.3. Les vérifications❖ *Vérifications des poteaux :*

On vérifie 3 situations possibles où dans chaque situation on adopte une sollicitation maximale avec ses autres correspondantes.

a) 1^{ère} situation (N_{sd}^{max} M_y^{cor} M_z^{cor}) :

Tableau VI. 1: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	N_{sd}^{max} (KN)	$M_{sdy}^{corr.1}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
C14 9 ^{ème} +10 ^{ème}	ELU	304,1856	16,3501	9,9593
C14 6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	G+Q+Ey	691,1423	27,3553	7,9263
C14 3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	G+Q+Ey	1093,47	32,90	4,57
C27 RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,8G+Ex	1665,248	29,3292	16,5732

Vérification du flambement :

- Exemple de calcul

Poteau HEA 550(RDC) :

- Suivant Y-Y :

$$K_{\text{poteau HEA550}} = \frac{111900}{340} = 329,11 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poutre(6,05m)}} = \frac{22930}{605} = 37,9 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poutre(3,85m)}} = \frac{22930}{385} = 59,59 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poteau HEA550}} = \frac{111900}{306} = 365,68 \text{ cm}^3$$

$\eta_1 = 0.87$ et $\eta_2 = 0$ (Les poteaux de RDC sont encastres au niveau du sol)

$$L_{TY} = 2.28 \text{ m}$$

- Suivant Z-Z :

$$K_{\text{poteau HEA550}} = \frac{10820}{340} = 31,82 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poutre}(6,05\text{m})} = \frac{6985}{605} = 11,54 \text{ cm}^3 \text{ Et } K_{\text{poutre}(3,85\text{m})} = \frac{6985}{385} = 18,14 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poteau HEA650}} = \frac{10820}{306} = 35,35 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,69 \text{ ET } \eta_2 = 0$$

$$L_{fZ} = 2,14\text{m}$$

• **Calcul de χ_{\min} :**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = 9,91$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = 29,93$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (II)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = 0,924 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,11 \text{ Et } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = 0,343$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \text{ Et } \Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 > 1,2$$

$$\text{Et } t_f \leq 40\text{mm}$$

$$\Rightarrow \text{ Courbe de flambement (Z-Z) b } \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\Rightarrow \text{ Courbe de flambement (Y-Y) a } \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\Phi_y = 0,497 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0,584$$

$$\chi_y = 1,01 \quad \text{Et} \quad \chi_z = 0,94 \quad \rightarrow \quad \chi_{\min} = 0,94$$

• **Calcul de χ_{\min} :**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = 9,91$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = 29,93$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L f_y}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (II)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; \quad f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,11 \quad \text{Et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = 0,343$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \text{Et} \quad \Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 > 1,2$$

Et $t_f \leq 40 \text{ mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\Phi_y = 0.497 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0.584$$

$$\chi_y = 1.01 \quad \text{Et} \quad \chi_z = 0.94 \rightarrow \chi_{\min} = 0.94$$

• **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 »

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi \quad \text{Avec} \quad \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \phi_y = \frac{13,193}{29,33} = 0.449 \rightarrow \beta_{My} = 1.486$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \phi_z = \frac{16,555}{16,573} = 0.998 \rightarrow \beta_{Mz} = 1.101$$

Avec :

$$W_{ply} = 4622 \text{ cm}^3 / W_{ely} = 4146 \text{ cm}^3 / W_{plz} = 1107 \text{ cm}^3 / W_{elz} = 721,3 \text{ cm}^3$$

A.N :

$$\mu_y = -0.002 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_y = 1 < 1,5$$

$$\mu_z = -0,08 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_z = 1 < 1,5$$

• **Vérification :**

$$\frac{1665,248 \times 10^3}{0,94 \times 21180 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 29,3292 \times 10^6}{46220000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 16,5732 \times 10^6}{1107000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,41 < 1 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau VI. 2: Vérification du flambement suivant Y-Y

Etage	n_1	n_2	l_{fy}	i_y	$\bar{\lambda}_y$	φ_y	X_y	μ_y	k_y
9 ^{ème} +10 ^{ème}	0,67	0,70	2,39	15,22	0,18	0,51	1	0,02	1
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0,73	0,77	2,50	16,84	0,17	0,51	1	-0,086	1
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,79	0,84	2,64	18,92	0,16	0,50	1	-0,137	1
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,87	0	2,28	22,99	0,11	0,497	1,01	-0,002	1

Tableau VI. 3: Vérification du flambement suivant Z-Z

Etage	n_1	n_2	l_{fz}	i_z	$\bar{\lambda}_z$	φ_z	X_z	μ_z	k_z
9 ^{ème} +10 ^{ème}	0,61	0,62	2,28	7,43	0,36	0,60	0,92	-0,02	1
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0,63	0,64	2,31	7,34	0,36	0,593	0,94	-0,003	1
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,67	0,69	2,37	7,29	0,37	0,6	0,93	0,03	1
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,69	0	2,14	7,15	0,34	0,584	0,94	-0,08	1

Tableau VI. 4: Vérification du flambement sous N_{sd}^{max}

Etage	Combinaisons	Résultats	Observations
9 ^{ème} +10 ^{ème}	ELU	0,14	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _x	0,24	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _x	0,33	Vérifiée
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,8G+E _x	0,41	Vérifiée

b) 2^{ème} situation (M_y^{max} N_{sd}^{cor} M_z^{cor}) :

Tableau VI. 5: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	M_{sdy}^{max} (KN.m)	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
9 ^{ème} +10 ^{ème}	Q+G+E _y	70,5	23,79	18,78
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _x	63,26	106,38	22
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _x	61,45	147,97	25,41
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _y	140,48	373,78	1,30

Tableau VI. 6: Vérification du flambement suivant Y-Y

Profilé	n_1	n_1	l_{fy}	i_y	$\bar{\lambda}_y$	φ_y	X_y	μ_y	k_y
9 ^{ème} +10 ^{ème}	0,67	0,70	2,38	15,22	0,18	0,51	1	-0,07	1
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0,73	0,77	2,50	16,84	0,17	0,51	1	-0,03	1
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,79	0,84	2,63	18,92	0,16	0,50	1	-0,01	1
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,92	0	2,32	22,99	0,11	0,497	1,01	-0,08	1

Tableau VI. 7: Vérification du flambement suivant Z-Z

Profilé	n_1	n_1	l_{fz}	i_z	$\bar{\lambda}_z$	φ_z	X_z	μ_z	k_z
9 ^{ème} +10 ^{ème}	0,61	0,62	2,27	7,43	0,35	0,59	0,92	0,01	1
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0,63	0,64	2,3	7,34	0,36	0,59	0,93	-0,03	1
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,65	0,67	2,34	7,29	0,37	0,59	0,93	-0,07	1
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,80	0	2,22	7,15	0,35	0,59	0,94	0,27	1

Tableau VI. 8: Vérification du flambement sous M_y^{max}

Etage	Combinaisons	Résultats	Observations
9 ^{ème} +10 ^{ème}	Q+G+E _y	0,23	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _x	0,22	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _x	0,22	Vérifiée
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _y	0,20	Vérifiée

c) 3^{ème} situation (M_z^{max} N_{sd}^{cor} M_y^{cor}) :

Tableau VI. 9: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	M_{sdz}^{max} (KN.m)	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdy}^{corr.2}$ (KN.m)
9 ^{ème} +10 ^{ème}	Q+G+E _x	45,63	32,53	29,04
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0,8G+E _x	48,38	266,65	4,97
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,8G+E _x	49,65	384,22	6,25
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _x	37,73	1173,83	22,05

Tableau VI. 10: Vérification du flambement suivant Y-Y

Profilé	n_1	n_1	l_{fy}	i_y	$\bar{\lambda}_y$	φ_y	X_y	μ_y	k_y
9 ^{ème} +10 ^{ème}	0,80	0,82	2,62	15,22	0,19	0,51	1	-0,13	1
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0,73	0,77	2,50	16,84	0,17	0,51	1	-0,01	1
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,79	0,84	2,64	18,99	0,16	0,50	1	-0,02	1
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,86	0	2,27	2,99	0,11	0,49	1	-0,04	1

Tableau VI. 11: Vérification du flambement suivant Z-Z

Profilé	n_1	n_1	l_{fz}	i_z	$\bar{\lambda}_z$	φ_z	X_z	μ_z	k_z
9 ^{ème} +10 ^{ème}	0,76	0,77	2,52	7,43	0,39	0,62	0,9	-0,05	1
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0,63	0,64	2,31	7,34	0,36	0,59	0,94	-0,01	1
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,65	0,67	2,35	7,29	0,37	0,59	0,94	-0,04	1
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	0,67	0	2,12	7,15	0,34	0,58	0,94	0,004	1

Tableau VI. 12: Vérification du flambement sous M_z^{max}

Etage	Combinaisons	Résultats	Observations
9 ^{ème} +10 ^{ème}	Q+G+E _x	0,29	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Q+G+E _x	0,30	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _x	0,30	Vérifiée
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	Q+G+E _x	0,39	Vérifiée

Vérifications des Poutres

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**

Combinaison : G+Q+EX

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur :

$$M_{sd} = 128,81 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 87,46 \text{ KN}$$

- **Vérification de la résistance**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 128,81 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 462,5 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

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

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{sd} = 87,46 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 648,80 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = 42,93 < 0,5V_{pl,rd} = 324,4$$

Condition vérifiée

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Poutre secondaire :

On prend un **HEA 320**

Combinaison : G+Q+EX

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur

$$M_{sd} = 147,09 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 68,19 \text{ KN}$$

- **Vérification de la résistance**

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 147,09 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 405 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{275 \times 4113}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 593,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68,19 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 593,66 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

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

$$V_{sd} = 68,19 < 0,5V_{plrd} = 296,83 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **Vérification de système de contreventements**

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux forces horizontales en les transférant jusqu' 'à la fondation. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de systèmes de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, existent : Triangulation (contreventement en treillis : en crois, en K, en V, en N)

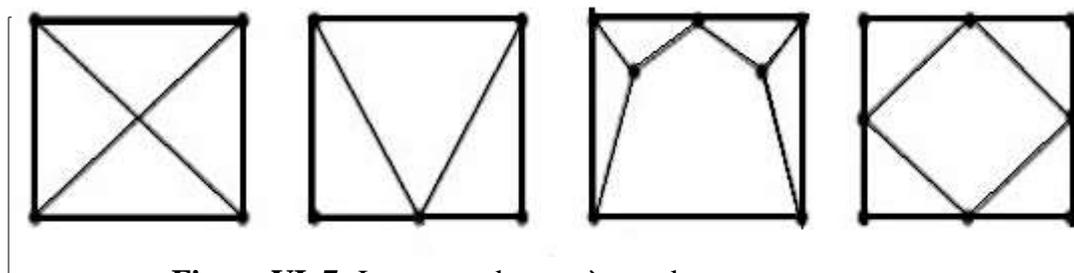


Figure VI. 7: Les types des systèmes de contreventement.

➤ **Dans la Direction Y :**

- **Palées triangulées en Y**

Le profilé choisit 2UPN280

a) Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

Combinaison: G+Q+1,25Ey

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2665 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1019.99 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2665 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 2.169 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2169}{109} = 19.89$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2169}{27,4} = 79.16$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,22$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^{-2}$$

$$\Phi_y = 0,52$$

$$\chi_y = 1.01$$

$$N_{brd} \frac{1.01 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2691.65 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{t,rd}$$

Condition Vérifiée

➤ **Dans la Direction X :**

• **Palées triangulées en X**

Le profilé choisit 2UPN 280

a) Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

Combinaison: G+Q+1,25Ex

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2665 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 590.01 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2665 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 5,136 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{5136}{109} = 47,12$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{5136}{27,4} = 187,44$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,54$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,70$$

$$\chi_y = 0.87$$

$$N_{brd} \frac{0,87 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2337,71 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{t,rd}$$

Condition Vérifiée

VI.4. Conclusion

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 13: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement []

Etages	RDC+ 1 ^{er} +2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème} , 10 ^{ème}
Poteaux	HEA 550	HEA450	HEA400	HEA360
Poutres	Principales	HEA340		
	Secondaires	HEA320		
Contreventements	En X	2UPN280		
	En Y	2UPN280		
Solives	IPE180			

CHAPITRE VII
ETUDE DES ASSEMBLAGES

VII.1. Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations 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 ya lieu de distinguer parmi les assemblages.

- ✓ Les assemblages articulés : qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- ✓ Les assemblages encastres (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments.

VII.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.

VII.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.

VII.3.1. Assemblages poteau - poutre

Dans ce type d'assemblage on distingue 5 cas :

- Poteau HEA360 avec poutre HEA340.
- Poteau HEA400 avec poutre HEA340.
- Poteau HEA450 avec poutre HEA340.
- Poteau HEA550 avec poutre HEA340.

On va traiter un seul exemple manuellement et un exemple en utilisant le logiciel Auto - desk Robot.

résistance des boulons sollicités à la traction :	$\gamma_{Mb} = 1.50$
résistance des boulons sollicités autre qu'à la traction :	$\gamma_{Mb} = 1.25$
résistance des soudures : pour l'acier Fe 360 :	$\gamma_{Mw} = 1.25$
pour l'acier Fe 430 :	$\gamma_{Mw} = 1.30$
pour l'acier Fe 510 :	$\gamma_{Mw} = 1.35$

➤ **Poteau HEA550 - poutre HEA340**

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**

Poutre HEA 340:

$$h = 330\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 16,5\text{mm} \quad t_w = 9,5\text{mm} \quad A = 142,8\text{cm}^2.$$

Poteau HEA550:

$$h = 540\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 24\text{mm} \quad t_w = 12,5\text{mm} \quad A = 212\text{cm}^2.$$

- **Données de calcul**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 123,82\text{KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 142,77\text{KN}$

VII.3.1.1. Calcul de la soudure poutre HEA 340
a- La semelle

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

➤ 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

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 9,5 \times \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 4,9\text{mm}.$$

On prend **a = 10 mm**.

VII.3.1.2. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $\text{ép} = 20\text{ mm}$

- $t \leq 10\text{ mm}$ $d = (12 ; 14)\text{ mm}$.
- $10 \leq t \leq 25\text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$.
- $t \geq 25\text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$.

On a l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend $\phi = 20$ mm.

a- Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,rd}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{V,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

			M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M36
Section	A_s	I	84,3	115,0	157	192,0	245	303	353	459	561	817

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{142,77 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 1,46$$

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 $\phi = 20$ mm, classe 10.9

b- Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{26,4mm \leq e_1 \leq 198mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \quad \mathbf{48,4mm \leq p_1 \leq 200mm(EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{33mm \leq e_2 \leq 198mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \quad \mathbf{66mm \leq p_2 \leq 200mm}$$

$$e_1 = 70mm \quad p_1 = 70mm.$$

$$e_2 = 75mm \quad p_2 = 150mm.$$

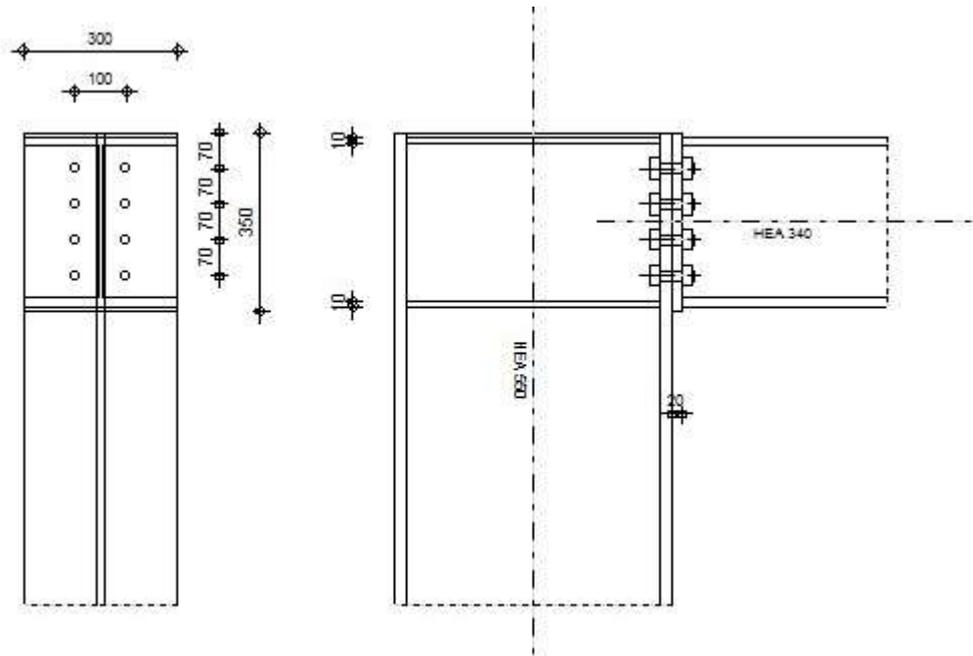
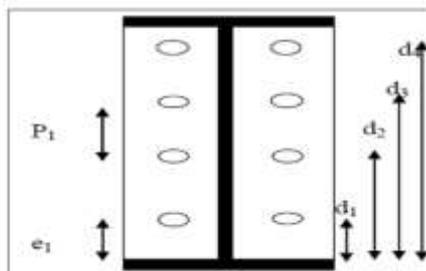


Figure VII. 1: Assemblage poteau – poutre.

c- Détermination des efforts dans les boulons

L'espacement des éléments d'attache :



$d_4=271\text{mm} \quad d_3=201\text{mm} \quad d_2=131\text{mm} \quad d_1=61\text{mm}.$

$\sum d_i^2 = 134724\text{mm}^2.$

Calcul de A_s

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$F_{m4} = 123.82 \times 271 / (2 \times 134724) = 124.53 \text{ KN}$

$F_{m3} = 123.82 \times 201 / (2 \times 134724) = 92.37 \text{ KN}$

$$F_{m2} = 123.82 \times 131 / (2 \times 134724) = 60.20 \text{ KN}$$

$$F_{m1} = 123.82 \times 61 / (2 \times 134724) = 28.03 \text{ KN}$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulon soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{\text{tsd}} = F_{m1} \leq F_{p.Cd} \quad \text{avec} \quad F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Soit :

$$A_s > \frac{F_{m1}}{0.7 \times f_{ub}} = 124.53 \times 1000 / (0.7 \times 1000) = 177.9 \text{ mm}^2$$

$A_s > 177.9 \text{ mm}^2$, soit un boulon de diamètre $\phi 20 = 245 \text{ mm}^2$.

D'où le choix du boulon : HR $\phi 20$ (10.9) .

$$\text{Donc : } F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$N_i \leq n F_p = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9 .

A_s : L'aire de la section du boulon

$$N_4 = 124.53 \text{ KN} < 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

d- 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 :

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 134724 \times 10^{-3}}{271} = 170.52 \text{ KN.m}$$

$$124.53 \text{ KN.m} \leq 170.52 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée.

e- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$.

L'effort tranchant par boulon

$V_{sd} = 142.77 \text{ KN}$.

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{142.77}{8} = 17.85 \text{ KN}.$$

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.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171,5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82,32 \text{ KN}.$$

$F_{v,sd} = 17.85 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 82,32 \text{ KN} \Rightarrow$ Donc la condition est vérifiée.

f- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 12.5 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées boulons = 100mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times 12.5 \times \frac{100}{1} = 343.75 \text{ KN}.$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} ; h = 540 \text{ mm} ; t_f = 24 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_t = \frac{123.82}{0,540 - 0,024} \Rightarrow F_t = 239.96 \text{ KN.}$$

$$F_t = 239.96 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 343.75 \text{ KkN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $\Rightarrow h_p = 540 \text{ mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $\Rightarrow t_{wc} = 12.5 \text{ mm}$.

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 540 \times 12.5}{1} \times 10^{-3} = 1076.63 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} ; h = 540 \text{ mm} ; t_f = 12.5 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_v = \frac{123.82}{0,540 - 0,024} \Rightarrow F_v = 239.96 \text{ KN}$$

$$F_v = 239.96 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1076.63 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

h- 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 HEA340=16,5mm.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA550= 24mm.

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm.

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm.

$$b_{\text{eff}} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$b_{\text{eff}} = 16,5 + 2 \times 20 + 5(24 + 27) = 311,50 \text{ mm.}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{142.77}{21200 \times 10^{-6}} + \frac{123.82}{4621.82 \times 10^{-6}} = 33.52 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 12.5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{33.52}{275}\right) \times 311,50}{1} = 1273,22 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{123.82}{0,540 - 0,0165} = 236.52 \text{ KN}$$

$$F_c = 236.52 \text{ KN} \leq F_{c,rd} = 1273.22 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEA550 – HEA340) est vérifié.

VII.3.2. Assemblage poutre HEA340–solive IPE180

On va traiter cet assemblage manuellement.

VII.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 180** avec l'âme de la poutre en **HEA340**, avec une file verticale de deux boulons.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre HEA 340:

$$h = 330\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 16,5\text{mm} \quad t_w = 9,5\text{mm} \quad A = 142,8\text{cm}^2.$$

Solive IPE 180 :

$$h = 180\text{mm} \quad b = 91\text{mm} \quad t_f = 8 \text{ mm} \quad t_w = 5.3 \text{ mm} \quad A = 23,9\text{cm}^2.$$

- **Données de calcul**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 8.44$ KN.m.

- Effort tranchant : $V_{sd} = 58.57$ KN.

VII.3.2.2. Choix de diamètre du boulon

Cornière 120×120×12mm

Epaisseur de la platine : $é_p = 12$ mm

- $t \leq 10$ mm $d = (12 ; 14)$ mm.
- $10 \leq t \leq 25$ mm $d = (16 ; 20 ; 24)$ mm.
- $t \geq 25$ mm $d = (24 ; 27 ; 30)$ mm.

On à l'épaisseur de la platine $t = 12$ mm alors on prend $\emptyset = 14$ 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

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 168\text{mm}(\text{EC3.art.6.5.1.4})}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{33\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \quad \mathbf{54\text{mm} \leq p_2 \leq 168\text{mm}}$$

$$e_1 = 40\text{mm} \quad p_1 = 60\text{mm}$$

$$e_2 = 40\text{mm} \quad p_2 = 60\text{mm}$$

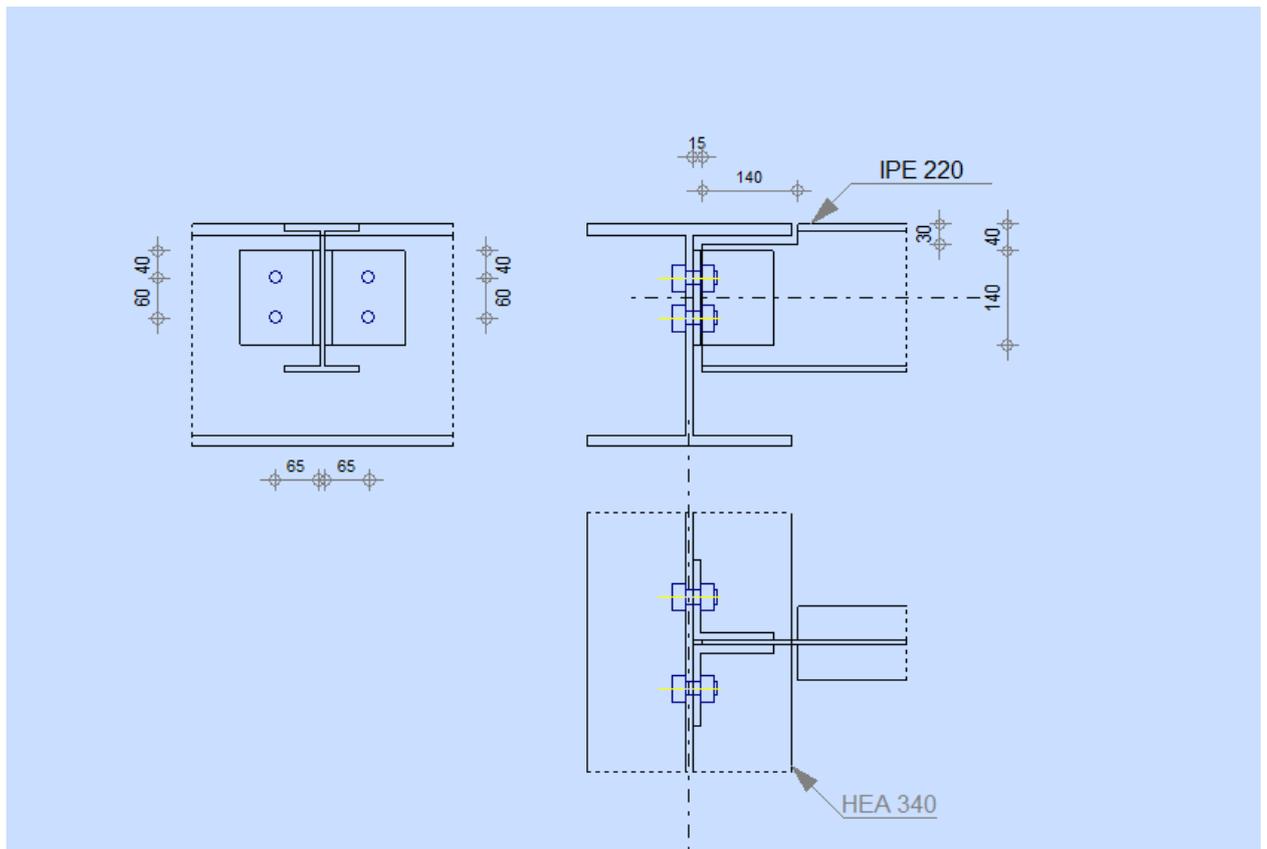


Figure VII. 2: Assemblage solive-poutre.

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 :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 14,38 \text{ KN} < F_{b,rd} = 123,84 \text{ KN} \Rightarrow \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

VII.3.3. Assemblage des éléments de contreventement

VII.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 : $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$ $t = 20 \text{ mm}$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[1.12; 1.1; 1.95; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 410 \times 20 \times 20}{1,25} = 360,80 \text{ KN} > 324,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.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

$$d_0 = 22 \text{ mm}; A_s = 245 \text{ mm}^2; f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm.}}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm (EC3.art.6.5.1.4).}}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm.}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_1 = 40\text{mm.} \\ p_1 = 65\text{mm.} \\ e_2 = 175\text{mm.} \end{cases}$$

✓ **Un gousset : 900 × 900 × 20mm**

- **Vérification de la résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

$$\text{Il faut que } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s \times m}{\gamma_{mb}} = 188,16\text{KN.}$$

Barre 01: 156,95 KN < 188,16KN ⇒ Condition vérifiée.

Barre 02: 138,20KN < 188,16KN ⇒ Condition vérifiée.

Barre 03: 161,65 KN < 188,16KN ⇒ Condition vérifiée.

Barre 04: 142,34 KN < 188,16KN ⇒ 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.

VII.3.4. Assemblage pied de poteau

VII.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.

VII.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. Ellesert 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 fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

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 $850 \times 600 \times 25 \text{mm}$.
- ✓ un raidisseur avec tôle trapézoïdale : $850 \times 600 \times 25 \text{mm}$ avec $h = 490 \text{mm}$.
- ✓ Des tiges d'ancrages : 12 tiges M20 de classe 6.9 ; $A_s = 11,20$; $f_{ub} = 410 \text{MPa}$.

$$\text{Avec } L_1 = 60 \text{mm} \quad L_2 = 640 \text{mm} \quad L_3 = 120 \text{mm}$$

Leurs dispositions constructives : $e_v = 250 \text{mm}$; $e_h = 250 \text{mm}$

VII.3.4.3. Vérifications**• Choix des cordons de soudure**

Cordon semelle : $a_s = ,07t_f = 0,7 \times 23 = 16,1$.

Cordon d'âme : $a_w = 0,7t_w = 0,7 \times 12 = 8,4$.

Donc on opte : $a_s = 15\text{mm}$ et $a_w = 20\text{mm}$.

$E_m = \text{mortier de calage} = 30\text{mm}$.

$F_{ut} : (1500 ; 1000 ; 1500)$

• Distribution des contraintes

$M_{sd} = 11,63\text{KN.m}$.

$N_{sd} = 2970\text{KN}$.

→ 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}

$A_{eff,t} = 2A_{eff,f} + A_{eff,w}$

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \gamma_{M0}}} = 25 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,7 \times 1}} = 59$$

$$A_{eff,f} = b_{eff,f} \times l_{eff,f}$$

Avec $b_{eff,f} = t_f + 2C = 23 + 2 \times 59 = 141\text{mm}$.

$$l_{eff,f} = b + 2C = 300 + 2 \times 59 = 418\text{mm}$$

$$A_{eff,f} = 589,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,w} = b_{eff,w} \times l_{eff,w}$$

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.

$$\beta_c = \frac{2}{3} \text{ si } em < \begin{cases} 50 \\ 0,2B_p \\ 0,2A_p \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 50 \\ 200 \\ 300 \end{cases}$$

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

$$\sigma = \frac{N_{sd,c}}{A_{\text{eff},t}} = \frac{2970,44 \times 10}{1662,36} = 1,8 \text{ MPa} < 14,76 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à la traction**

Vérification de la platine

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{c^2}{2} \sigma$$

$$M_{crd} = \frac{t_p^2}{6\gamma_{m0}} f_y \text{ (Moment résistant élastique de calcul de la platine d'extrémité } M_{sd}\text{)}$$

$$M_{sd} = \frac{59^2}{2} 1,8 = 3,12 \text{ KN. m.}$$

$$M_{crd} = \frac{25^2}{6} \times 275 = 28,64 \text{ KN. m.}$$

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

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd} T}{n_b} < F_{t,rd} = \frac{0,9 A_s f_{us}}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{t,sd} = 83,57 \text{ KN} < F_{t,rd} = 483,84 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE VIII :

Etude de fondation

VIII. Calcul les éléments du sous-sol

VIII.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.

Il y a deux sous sol de hauteur $h = 2.85\text{m}$

RDC : COMMERCES :

$G = 5.40 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5.00 \text{ KN/m}^2$

02 SOUS SOL :

$G = 5.40 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

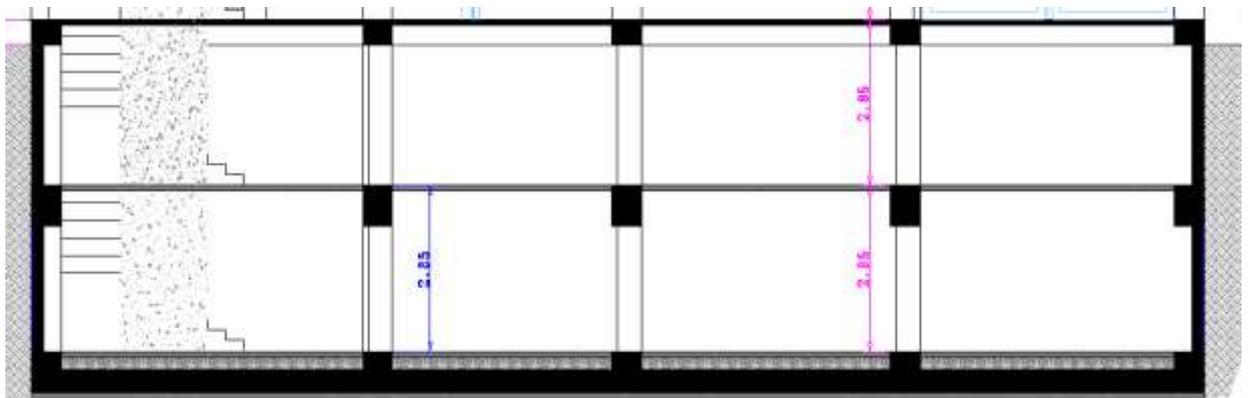


Figure VIII. 1: COUPE AU NIVEAU SOUS SOL

VIII.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).

VIII.2.1. Etude du voile périphérique :

a) Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de la fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC, qui supporte les charges horizontales dues à la poussée des terres. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les plancher du RDC, les 2 sous-sol, le vide sanitaire et les fondations.

b) Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 1. Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
 2. Les armatures sont constituées de deux nappes.
 3. Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

L'épaisseur est de 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 2.85 m.

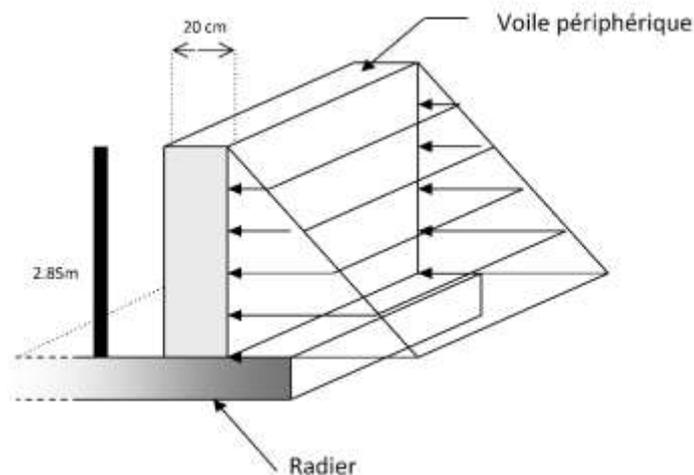


Figure VIII. 2: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.

a) Evaluation des charges :

On considère le voile comme étant une dalle pleine reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la poussée des terres.

On considère le panneau le plus défavorable : $L_x = 2,80 \text{ m}$; $L_y = 5,65 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par : $Q = A. \gamma. H$

Avec :

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1 m .
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 25,0 \text{ kN/m}^3$).
- H : hauteur du voile ($H = 4,08 \text{ m}$).

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

$$\text{De } 8,50 \text{ à } 9 \text{ m} : \varphi = 12^\circ$$

$$\varphi = 12^\circ \Rightarrow Af(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,68$$

Donc : $Q = A. \gamma. H = 50,66 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 68,39 \text{ kN/ml}$

c) Calcul des efforts dans la dalle :

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,496 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0980 ; \mu_y = 0,2500 ; \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 59,51 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 14,87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
59,51	50,58	14,87	12,63	29,75

d) Calcul du ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	59,51	0,130	0,174	16,75	10,21	7T14	10,78	15
	y-y	14,87	0,032	0,041	17,70	2,41	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	29,75	0,065	0,084	17,40	4,91	6T10	4,71	15
	y-y								

e) Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

Les dalles travaillent dans les deux sens :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ Pour les barres FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left[3 - \frac{2,98}{6,00} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 2,002 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 10,78 > A_x^{min} = 2,002 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 > A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En appui :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 > A_x^{min} = 2,002 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 > A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 102,24 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 67,93 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x ; T_y) = 102,24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{102,24 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,56 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,496 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 50,66 \text{ kN/ml}$$

Tableau VIII. 3: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
44,08	37,46	11,02	9,36	22,04

b) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 4: Calcul des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	37,46	10,78	6,957	15	Ok
	y-y	9,36	5,65	2,325	15	Ok
Appuis	x-x	22,04	4,71	5,927	15	Ok
	y-y					

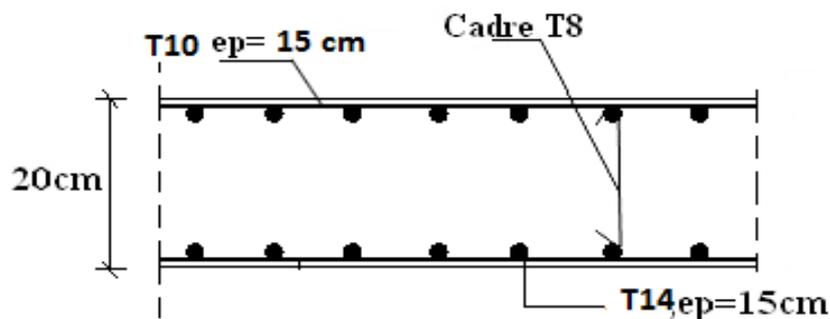


Figure VIII. 3: Ferrailage du voile périphérique sens z-z.

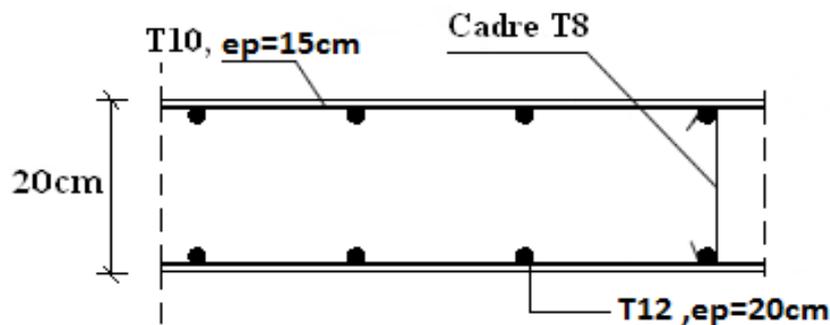


Figure VIII. 4: Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

VIII.2.2. Dimensionnement du poteau sous-sol

a). Introduction :

Un **poteau** est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres chargées par les dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Un poteau de section rectangulaire ou approchante et à forme non allongée en plan de base sera appelé pilier; un poteau de section circulaire ou approchante sera appelé colonne.

b) Ferrailage des poteaux de l'infrastructure :

1. Ferrailage longitudinal :

1.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armatures longitudinales sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 0,9} \right] \frac{\gamma_s}{F_e}$$

Avec :

N_u : effort normal de compression simple pondéré

On adopte pour les poteaux de l'infrastructure la même section des poteaux du R.D.C

1.2. Calcul de l'effort normal pondéré :

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

$$N_u = 2713,91 \text{ KN au rdc}$$

$$N_s = 7.9 * 21.43 = 169.30 \text{ KN}$$

$$N_u = 239.56 \text{ KN}$$

$$N_{total} = 2713.91 + 239.56 = 2953.47$$

Tableau VIII. 5: Les efforts normaux dans les poteaux

POTEAU	Nu supportée (kN)
70 × 70	2953.47

1.3.Choix du ferrailage :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

S $A_s < 0$ on adoptera le ferrailage minimum du RPA en zone III : $0.9 * b * h / 100$

Tableau VIII. 6: Ferrailage des poteaux de l'infrastructure

Poteau	Nu (kN)	A_s (cm ²)	A_{Srpa}^{min} (cm ²)	$A_s^{choisie}$ (cm ²)
70 × 70	2953.47	0	44.10	10T20+6T16 (41,20)

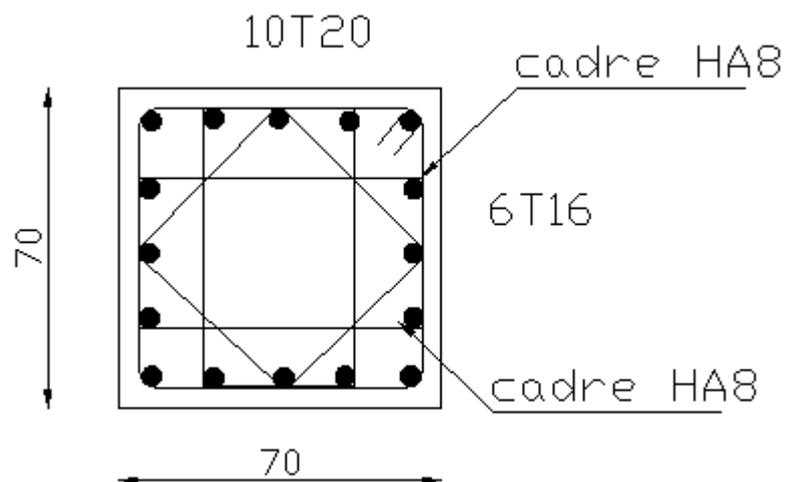


Figure VIII. 5: Ferrailage poteau sous-sol

VIII.3. Etude des fondations

VIII.3.1. 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.

VIII.3.2. 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.

VIII.3.3. 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.

VIII.3.4. 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.

VIII.3.5. 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.

VIII.3.5.1. Types des fondations superficielles

La catégorie des fondations superficielles comporte trois types de fondation :

- **Les semelles filantes** : les fondations sont de type filant 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 conçues 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 ».

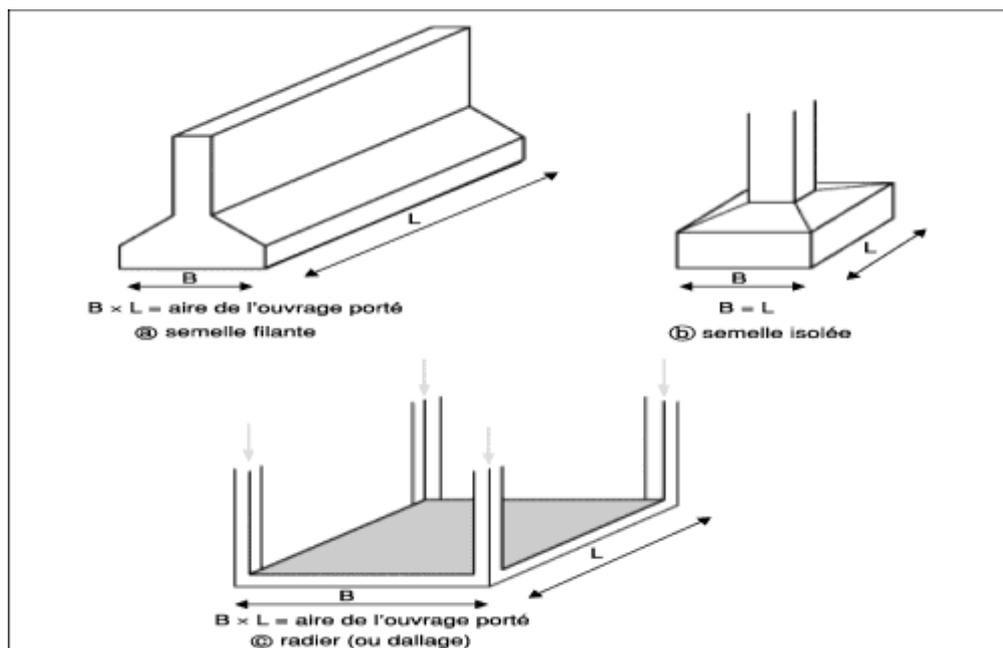


Figure VIII. 6: Les différents types de fondations superficielles.

VIII.3.5.2. 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.

$$\Leftrightarrow B = \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} \quad \text{Selon BAEL91.}$$

- **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 Différents 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.

- **Connaissance du site et du sol**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

On suppose le sol ayant les caractéristiques suivantes :

- Ancrage 2.50 m de profondeur
- Contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2.00$ bar

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

S est déterminé par : $s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $s = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

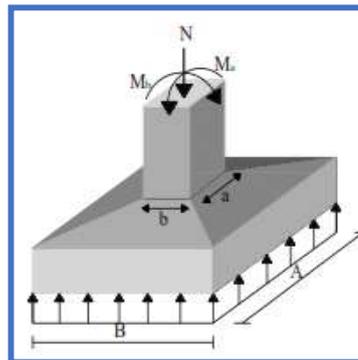


Figure VIII. 7: Semelle isolée sous poteau.

- **Si $M = 0$:**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \longrightarrow h \geq d + e + \frac{\phi}{2} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} d_{a \text{ adpt}} = h - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a \text{ adpt}} - \frac{\phi_a + \phi_b}{2} \end{array} \right.$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferrailage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = N \left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right) \\ A_b = N \left(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s} \right) \end{cases}$$

- Si $M \neq 0$:

On procède comme suit :

Tableau VIII. 7: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

Répartition trapézoïdale		Répartition triangulaire	
Dimensionnement des semelles carré			
$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$		$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$	
$\frac{a}{b} \sigma_s . B^3 - N . B - 3 e_{0b} . N \geq 0$		$\frac{1.995a}{b} \sigma_s . B^2 - (3.99 \frac{a}{b} . e_{0b} . \sigma_s) B - 2 . N \geq 0$	
$M_a = 0$	BA	$A = \frac{a}{b} . B$	
$M_a \neq 0$	$\frac{a}{b} \sigma_s . A^3 - N . A - 3 e_{0b} . N \geq 0$		
Ferrailage des semelles carré			
$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$	$A_b = N \left(1 + \left(3 \frac{e_{0b}}{B} \right) \right) \left(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s} \right)$	$M_{1b} = A(B/2 - 0.35b)^2 . (\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b}) / 6$ $A_b = M_{1b} / \beta . d_b . \sigma_s$	
$M_a = 0$	$A_a = N \left(1 + \left(3 \frac{e_{0a}}{A} \right) \right) \left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right)$	$M_a = 0$	$A_a = N \left(1 + \left(3 \frac{e_{0a}}{A} \right) \right) \left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right)$
$M_a \neq 0$ et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a = N \left(1 + \left(3 \frac{e_{0a}}{A} \right) \right) \left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right)$	$M_a \neq 0$	$M_{1a} = B(A/2 - 0.35a)^2 . (\sigma_{3a} + 2\sigma_{2a}) / 6$ $A_a = M_{1a} / \beta . d_a . \sigma_s$

L'espace est le suivant : $S_a = \frac{B - 2(e + \frac{\phi_b}{2})}{n_a - 1}$; $S_b = \frac{A - 2(e + \frac{\phi_a}{2})}{n_b - 1}$

VIII.3.6. Dimensionnement des semelles isolées

Tableau VIII. 8: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h(m)	d(m)	e(m)
S ₁	2713	3.68	3.68	3.80	3.80	0.75	0.69	0.03

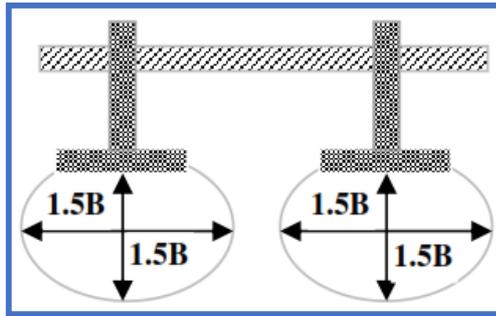


Figure VIII. 8: Les bulles de pression.

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous remarquons l'existence des chevauchements entre les semelles. Vu les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

$$L_{min} = 3.40m \text{ entre axes des poteaux } 3.80 * 1.5 = 5.70m > 3.00 m$$

VIII.3.7. Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

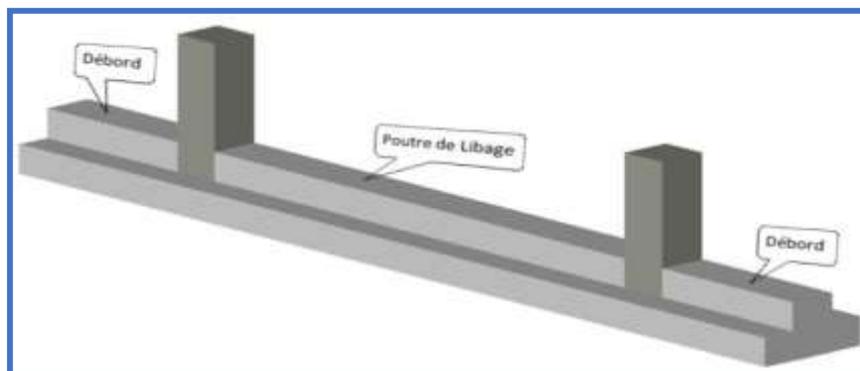


Figure VIII. 9: Schéma d'une semelle filante sous poteaux

VIII.3.7.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} ; M = \frac{\sum M}{L}$$

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b \text{ (pour les semelles sous plusieurs poteaux)}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} ; \quad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII. 9: dimensions des semelles filantes centrale à l’ELS

Semelle	L(m)	N _{ser} (KN)	B(m)	B _{choisie} (m)	h(m)	d _b (m)	e(m)
SF	19.5	11016	1.68	2.00	0.30	0.36	0.40

VIII.3.7.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol} = 1.2\text{bar} \times 1.5 = 1.8\text{bars}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant

Tableau VIII. 10: vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	N _{ser} (KN)	P _{semelle} (KN)	S _f (m ²)	σ(bar)	σ ≤ σ _{sol}
SF	11016	292.5	56.54	1.2	ok

Constations :

Il y a un risque de chevauchement donc on opte pour un radier.

La contrainte est trop proche de la limite

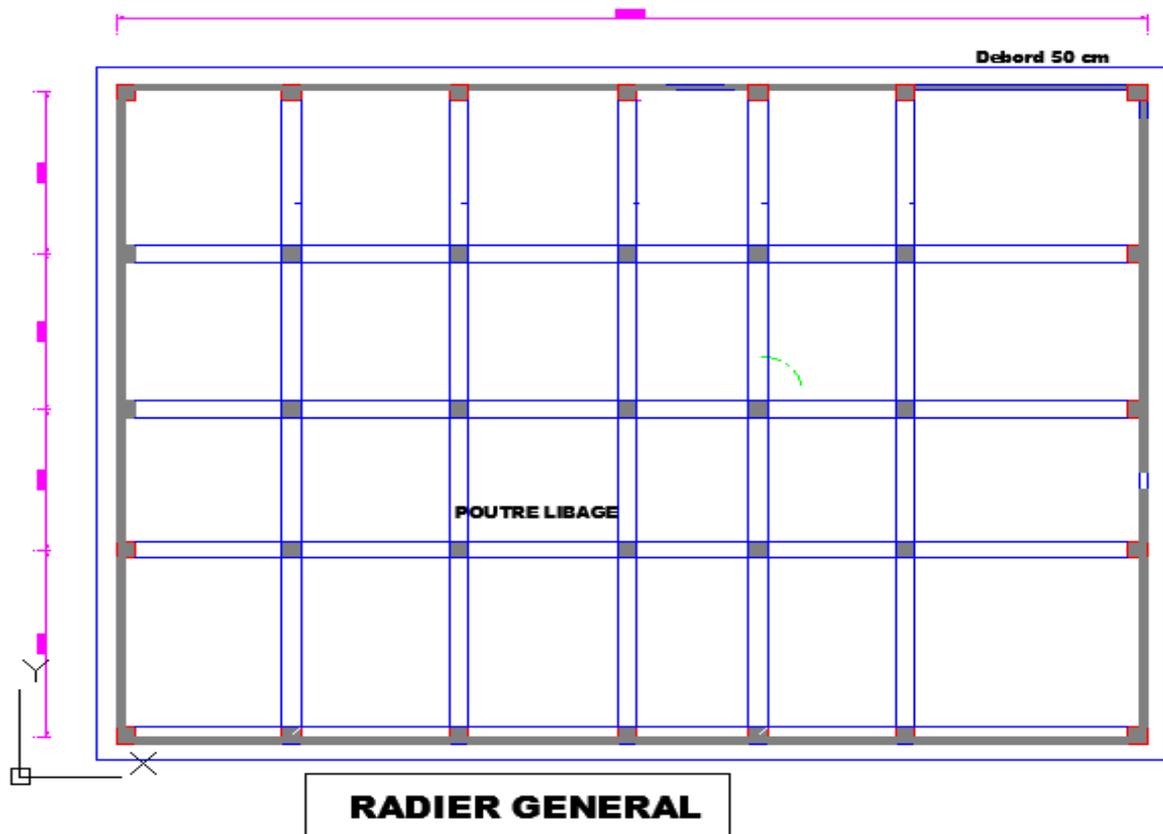
VIII.3.8. Radier général

Figure VIII. 10: Radier Général

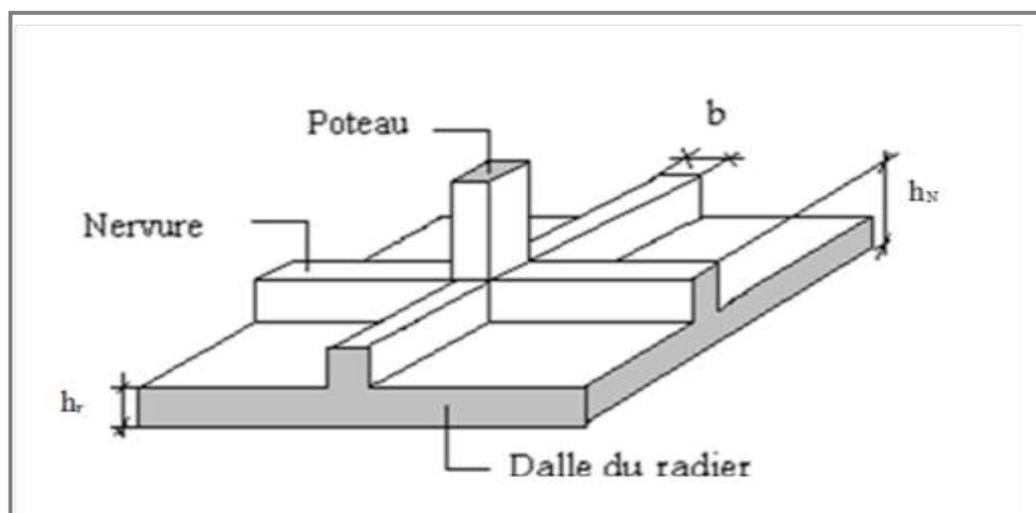
VIII.3.8.1. Prédimensionnement du radier

Figure VIII. 11: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Donnés :

- Poids propre de la fondation $\approx 10\%$ de G
- $\bar{\sigma}_{sol} = 1.2 \text{ bars}$
- $K_{sol} = 40 \text{ MPa}$
- $E_{b\acute{e}ton} = 20\,000 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_{b\acute{e}ton} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $FeE400$
- $C_1 = C_2 = 5 \text{ cm}$

➤ **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :
$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_{ser} = 38657 \text{ kN}$ (Obtenu à partir de la modélisation).
- $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars}$

On ajoute au radier un débord minimal de largeur Ld d'après les règles du *BAEL 91*, qui sera calculé comme suit :

Si $\frac{S_{nec}}{S_{bat}} \geq 50\%$ Alors la fondation est de type radier général.

Si $\frac{S_{nec}}{S_{bat}} \leq 50\%$ Alors la fondation est de type semelle filante

La surface totale du bâtiment $S_b = A \times B = 20 \times 26.85 = 537 \text{ m}^2$

Tableau VIII. 11: le rapport entre Sb et Sn

S batiment	537	m ²
σ	1,2	bar
Sn	322,14	m ²
%	58,19 %	Radier vérifier

Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

- L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{max} = 6.05$

$$24.2 \text{ cm} \leq h_1 \leq 30.25 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 30 \text{ cm}$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\begin{smallmatrix} 0,1 f_{c28} \\ 4 \text{ MPa} \end{smallmatrix}\right) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

- $T_u = \frac{q \times L}{2}$
- $q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$
- $N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous-sol}) = 51401.27 \text{ kN}$
- $\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u \times L1}{2S_{rad} \times bd} = \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times b(0.9h)} \leq \bar{\tau}$
- $h_2 \geq \frac{N_u \times L1}{2S_{rad} \times b0.9\bar{\tau}} = 24.08 \text{ cm}$

Donc :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$$

Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure:

On procédera par tâtonnement afin de choisir une inertie de la semelle de telle que la condition : $L \leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite.

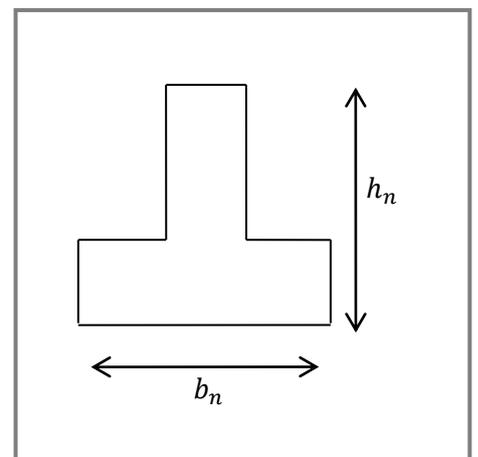


Figure VIII. 12: Section semelle en T

Tel que :

- $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{sol} \times b_n}}$
- I : Inertie de la section
- E : module d'élasticité du béton
- K : coefficient de raideur du sol
- b_n : largeur de semelle en contact avec le sol
- L : Longueur de la nervure.

-

- Sens longitudinal : $\begin{cases} b_n = 3,75 \text{ m} \\ L = 6.05 \text{ m} \end{cases}$

On opte donc pour une nervure de hauteur $h_n = 1,10 \text{ m}$

➤ **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcul par la formule qui suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Nous avons : $L_{max} = 6.05 \text{ m}$

$$\Rightarrow 37 \text{ cm} \leq h_2 \leq 60 \text{ cm}$$

On prend : $h_2 = 50 \text{ cm}$ donc : $h_n \geq \max(h_1; h_2) = 110 \text{ cm}$

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure.

$$\begin{cases} h_n = 110 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.3.8.2. Caractéristique géométrique du radier

- Position du centre de gravité :

$$X_G = 10.25 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.57 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 44230 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 52820 \text{ m}^4$$

VIII .3.8.3. Vérification nécessaire1. Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$N = 44063 \text{ kN}$$

➤ Sens x :

- $M_{0x} = 251\,342,34 \text{ kN.m}$
- $V_{0x} = 6425,27 \text{ kN}$
- $h = 7.20 \text{ m}$
- $B_x = 18.10 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 203\,582,9 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 3,25 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 4.52 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sens y :

- $M_{0y} = 2758\,343,48 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 5175,24 \text{ kN}$
- $h = 7.20 \text{ m}$
- $B_y = 26.35 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 318\,472 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 3,85\text{m} \leq \frac{B}{4} = 4,55\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes sous le radier :

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

2.1 Sollicitation du premier genre :

A L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{38657,}{2758} = 140.57 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 140.57 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.2 Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

A L'ELU :

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q = 44063,57 \text{ kN}$$

- M : Moment de renversement.

Tableau VIII. 12: Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	137,77	111,36	130
Sens y-y	125,89	122,58	124.25
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

A L'ELS :

- $N_s = G + Q = 38057 \text{ kN}$
- M : Moment de renversement.

Tableau VIII. 13: Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	114	83,48	106.25
Sens y-y	92,35	78,36	88.760
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} =$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

2.3 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 130 \text{ kN/m} \quad \text{ELS : } q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 106 \text{ kN/m}$$

VIII.3.8.4. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

1. Ferrailage de la dalle du radier :**1.1. Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les

moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau de rive :

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

- Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

➤ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

ELU : $\nu = 0$

Tableau VIII. 14: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5.55	6.05	0,92	0,0437	0,8251	130.35	212,046	180,24	174,96	148,72	106,023

ELS : $\nu = 0.2$

Tableau VIII. 15: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5.55	6.05	0,92	0,0437	0,8251	106.25	155,727	132,37	128,49	109,22	57,84

1.2 Calcul du ferrailage :

a) Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

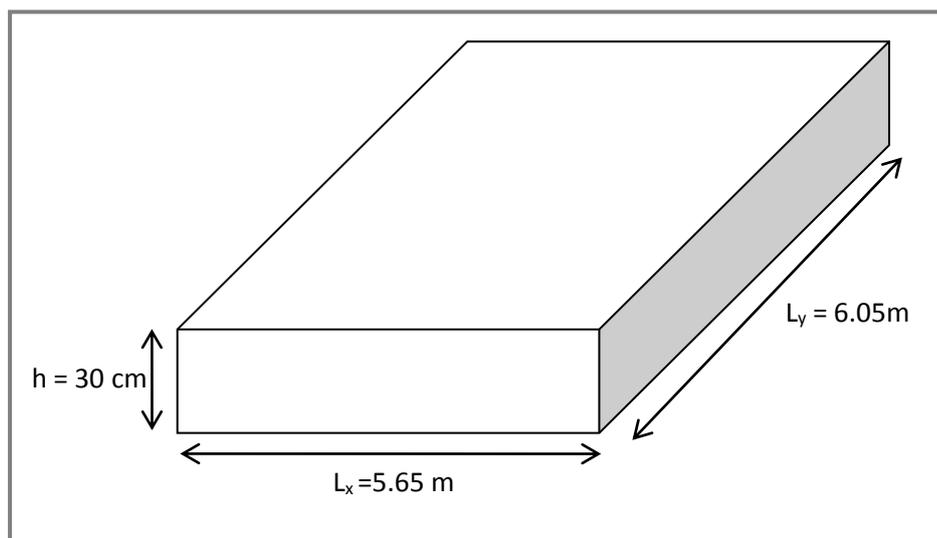


Figure VIII. 13: Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14.7 \text{ MPa} ; FeE400 ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

❖ Section minimale :

- Sens y-y : $0,08\% bh = 2,4 \text{ cm}^2$
- Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 2,88 \text{ cm}^2$

Tableau VIII. 16: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	$A_{s \text{ min}}$ (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	179,35	0,171	0,231	23,96	20,23	2,88	7T20	21,99
	y-y	137,85	0,143	0,164	23,95	15,10	2,4	6T20	18,85
Appuis	x-x	102,4	0,052	0,080	25,41	12,01	2,88	6T16	12,06
	y-y								

❖ Espacement :

- En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{7} = 14,28cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66cm < Min(\frac{4h}{45cm}) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

On prend : $esp = 15cm$

- En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

On prend : $esp = 15cm$

❖ Vérification nécessaire :

➤ **Condition de non fragilité :**

$h = 30 \text{ cm} ; b = 100cm$

$A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left(\frac{240}{110\sqrt{\eta f_{tj}}} \right) \end{array} \right) = 240 MPa \end{array} \right.$$

- Position de l'axe neutre & Moment d'inertie :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

alors : $\frac{b}{2}y'^2 + nA'_s(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y' : est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcule le moment d'inertie

$$\Delta = b^2 - 4ac \text{ avec } \begin{cases} a = \frac{b}{2} \\ b = n \cdot A'_s + n \cdot A_s \\ c = n(c' \cdot A'_s + d \cdot A_s) \end{cases}$$

$$\text{Les racines sont : } y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$I = \frac{b}{3}y'^3 + nA_s(y' - c')^2 + nA_s(d - y')^2$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_s} = 15$$

Tableau VIII. 17: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} ($kN.m^2$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	132,37	21,99	10,45	8,935	15	Ok	212,29	240	Ok
	y-y	109,22	18,85	9,85	7,984	15	Ok	208,57	240	Ok
Appuis	x-x	57,84	12,06	8,24	5,264	15	Ok	179,80	240	Ok
	y-y									

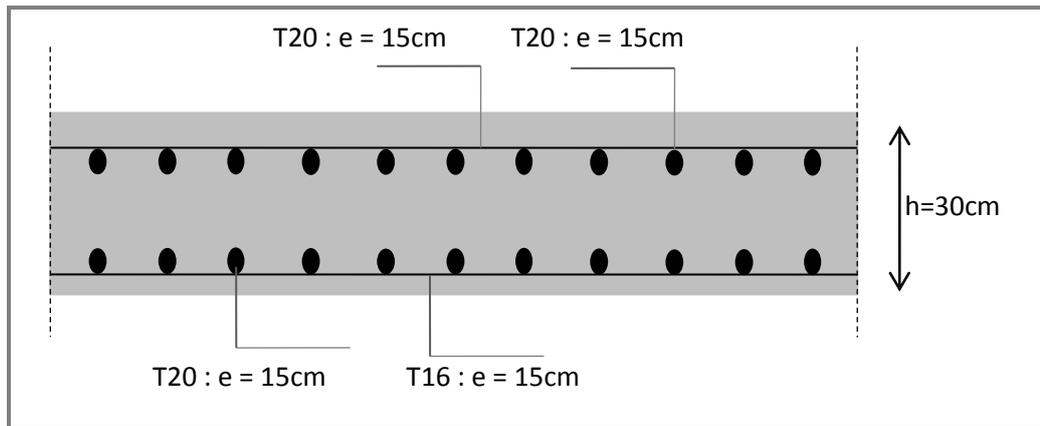


Figure VIII. 14: Ferrailage de la dalle du radier

b) Ferrailage des nervures :

❖ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

❖ Calcul des armatures :

$b = 70\text{cm} ; h = 130\text{ cm} ; d = 117\text{ cm}$

➤ Sens porteur (x-x) :

$L = 6,05\text{ m} ; q_u = 157,53\text{ kN/m} ; M_0 = 708,88\text{ kN}$

Tableau VIII. 18: Ferrailage des nervures sens porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	602,54	0,044	0,057	114,34	15,14	6T20	18,85
Appuis	354,44	0,026	0,033	115,45	8,82	6T16	12,06

➤ Sens non porteur (y-y) :

$L = 3.40\text{ m} ; q_u = 157,53\text{ kN/m} ; M_0 = 606,53\text{ kN}$

Tableau VIII. 19: Ferrailage des nervures sens non porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	515,55	0,038	0,048	114,73	12,91	5T20	15,71
Appuis	303,26	0,022	0,028	115,68	7,53	5T20	15,71

❖ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$h = 130 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,98 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 20: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	442,51	18,85	26,97	2804716,10	4,255	15	Ok	213,07	240	Ok
	y-y	371,83	15,71	24,90	2392484,66	3,870	15	Ok	214,70	240	Ok
Appuis	x-x	260,30	12,06	22,14	1896160,62	3,040	15	Ok	195,33	240	Ok
	y-y	218,72	15,71	24,90	2392484,66	2,276	15	Ok	126,29	240	Ok

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{157,53 \times 6}{2} = 472,59 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{472,59 \times 10^3}{605 \times 1170} = 0,67 < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Armatures transversales :

- Selon les **RPA 99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- Selon le **BAEL 99** :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone Courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; FeE400 ; b = 70\text{cm} ;$$

$$h = 130 \text{ cm} ; d = 0,9h = 117 \text{ cm} ; \tau_u = 0,57 \text{ MPa}$$

On Trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$A_t = 3,15 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_t = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les

armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1.30 = 3.9 \text{ cm}^2, \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc on prend : **4T12 = 4,52 cm²**

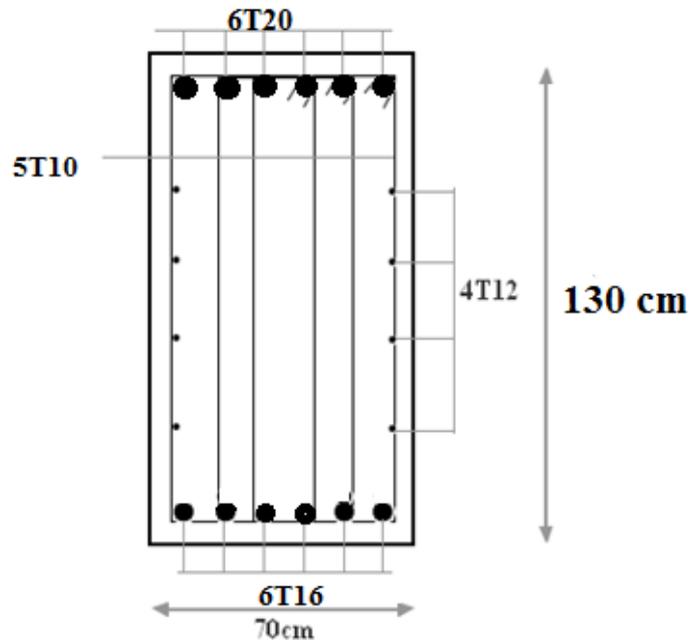


Figure VIII. 15: Ferrailage des nervures.

c) Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur = 0,75 m , le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m à l'ELU.

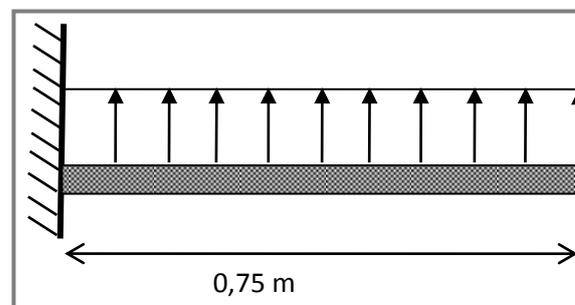


Figure VIII. 16: Schéma statique des débords

❖ **Calcul du ferrailage :**

$$q_u = 121,56 \text{ kN/ml} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 60.78 \text{ kN.m} ; \sigma_s = 434 \text{ MPa}$$

Tableau VIII. 21: Calcul du ferrailage du débord

M_u (kN/m ²)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
60.78	0,033	0,045	25,41	5,32	5T12	5,65

On prend : 5T12 = 5,65 cm² , S_t = 15 cm

❖ **Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,86 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T10 = 3,14 cm² , S_t = 25 cm

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{ser} = 101,69 \text{ kN/ml} ; M_{ser} = 12.71 \text{ kN.m}$$

Tableau VIII. 22: Vérifications des contraintes à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
18,34	4,65	6,25	34691,18	4.25	15	Ok	198.75	240	Ok

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci-dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_x} \end{array} \right\} Or : \begin{cases} 0,4 > 0,062 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,0027 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,4 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

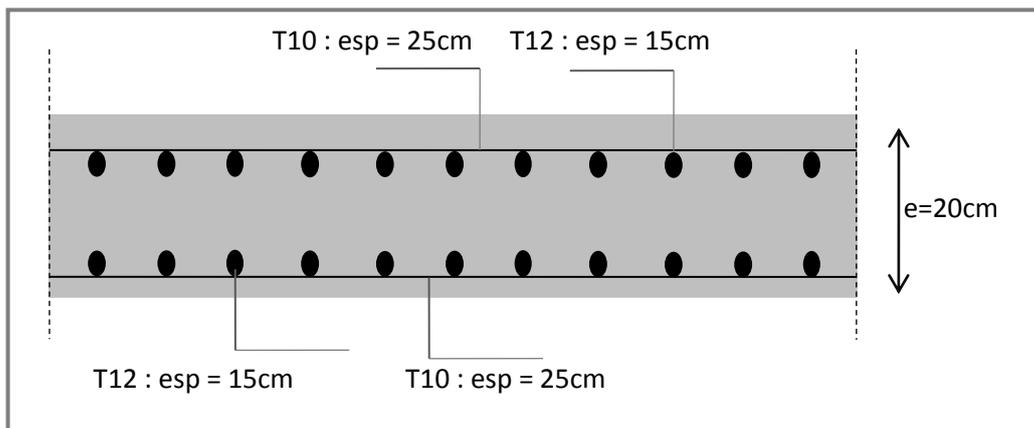


Figure VIII. 17: Ferrailage du débord

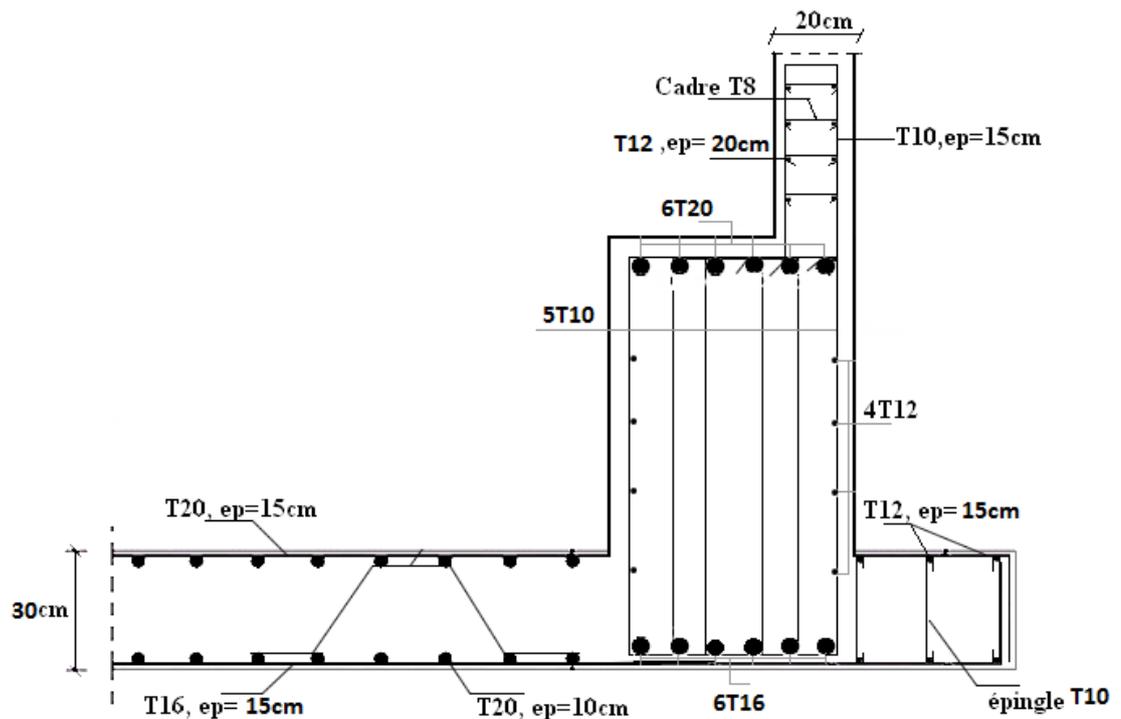


Figure : Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.

VIII.4. Conclusion

Ce chapitre consiste à calculer les éléments de sous-sol (voile périphérique, poteaux) après on a étudié fondation après les calculs nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

CHAPITRE IX

Etude de la toiture

IX.1. Introduction

En zinc, en acier ou en panneau sandwich, en feuilles ou en plaques, la toiture métallique devient de plus en plus populaire grâce notamment à des prix relativement attractifs, une excellente durabilité et surtout une grande maniabilité. Jusqu'à récemment cantonné à la couverture des bâtiments industriels, agricoles et aux annexes, la toiture métallique commence aussi à s'imposer dans le secteur résidentiel.

Dans ce chapitre nous allons étudier et modélisée ce type de toiture (en panneau sandwich) qui seront prises en charge par des fermes légères « poutres à treillis ».



Figure IX. 1: exemple de toiture.

IX.2. Composants de toiture

Poutres à treillis :

On appelle indifféremment treillis, triangulation ou structure réticulée, un ensemble de barres assemblées les unes aux autres à leurs extrémités, de manière à former une structure portante stable, plane ou spatiale.

Elle est constituée par l'assemblage de plats, de cornières, de profils I ou T et de profils creux. Légères, les poutres en treillis (ou poutres triangulées) permettent de franchir de plus grandes portées mais nécessitent des assemblages parfois complexes. Il y a plusieurs types de poutres treillis nous avons choisi Poutres à membrures parallèles.

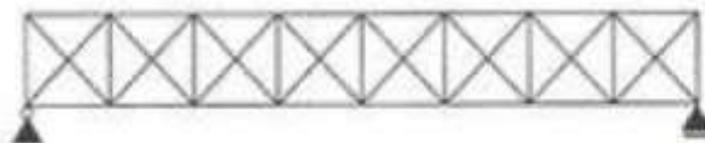


Figure IX. 2: poutre a treillis en croix

IX.3. Les cornières

Les cornières sont le plus souvent utilisées en raison des facilités qu'elles donnent pour les assemblages.

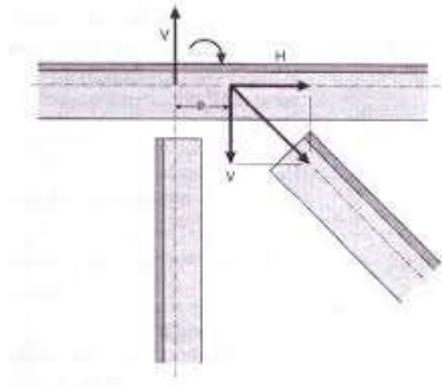


Figure IX. 3: nœud dans une poutre treillis.

IX.4. Présentation de la toiture

Notre toit est situé dans la partie vide du bâtiment au dixième étage, composé de :

- Poutre a treillis relie les bords du bâtiment.
- Poutre en ciseaux pour fournir un support structurel.

(Les deux poutres formant reposer l'une contre l'autre pour une plus grande limite de charge potentielle).

- Couverture en panneaux sandwich.

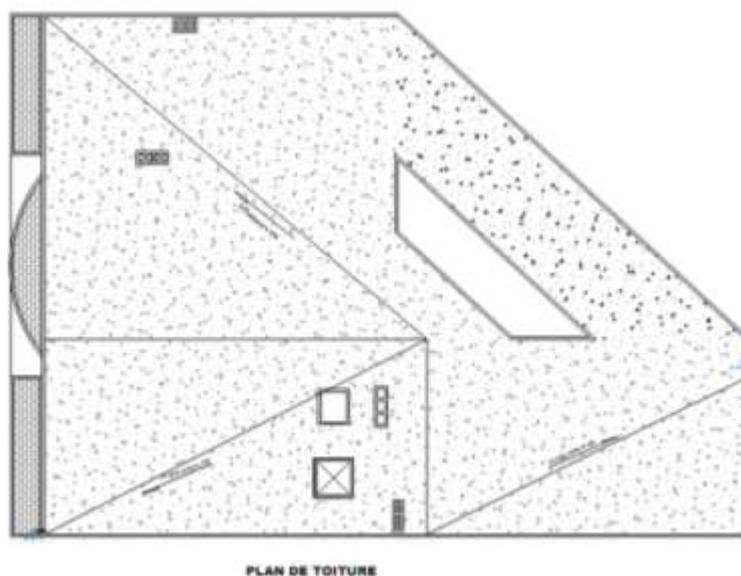


Figure IX. 4: vue en plan

IX.5. Détermination des charges et surcharges**a) Les charges permanentes : (selon le DTR. b1.c.2.2)**Couverture en panneau sandwich 60 mm0,12 kN/m²Poids propre d'accessoires d'attache.0,03N/m²Poids propre des pannes est estimés à(IPE100)0,081 kN/m²

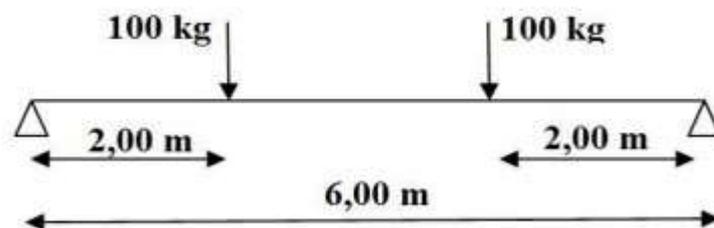
$$G = [(P \text{ panneau} + P \text{ accessoires}) \times e] + P_{\text{pannes}} .$$

Espacement des pannes $e = 1,80 \text{ m}$

$$G = [(0,12 + 0,03) \times 2] + 0,081 = \mathbf{0.381KN/} .$$

b) Surcharge d'entretien P_{eq} :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

**Figure IX. 5:** Schéma statique sous charge d'entretien

$$M_{max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg. m .}$$

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à P_{eq} aux charges ponctuelles P .

$$M_{max} = P \times l/3 = P_{eq} \times l^2/8.$$

$$P_{eq} = 8/3 \times P/l = 8/3 \times 100/6$$

$$P_{eq} = 44.44 \text{ kg /ml} = 0.4444 \text{ KN/ml.}$$

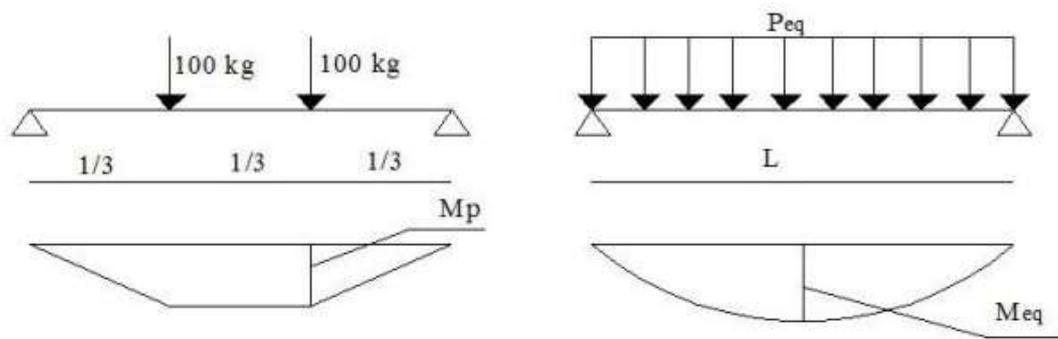


Figure IX. 6: Moment due à la charge d'entretien

a) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et latérale droite avec :

$$V = -1,86 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 3)}$$

IX.6. Modélisation

Pour la modélisation nous avons étudié l'ensemble de toiture seule, comme une structure que sera posée directement au-dessus du bâtiment.

On a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le choix de profilé utilisé.

La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS**.

a) Modèle 1 :

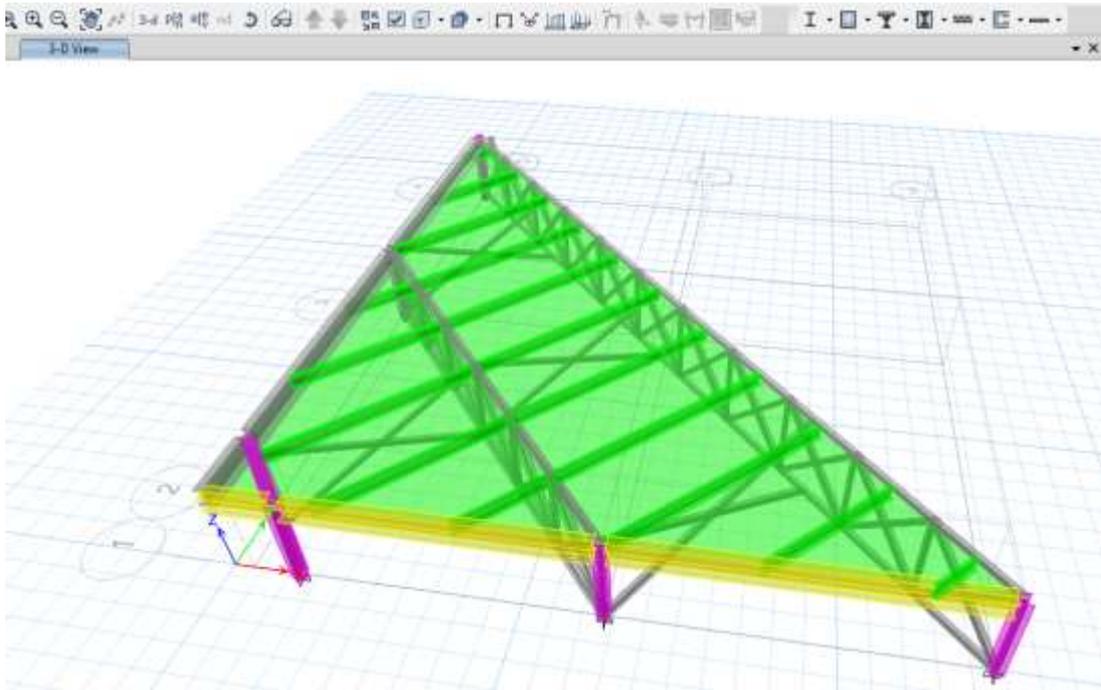


Figure IX. 7: vue 3D de modèle

Analyse Résultat :

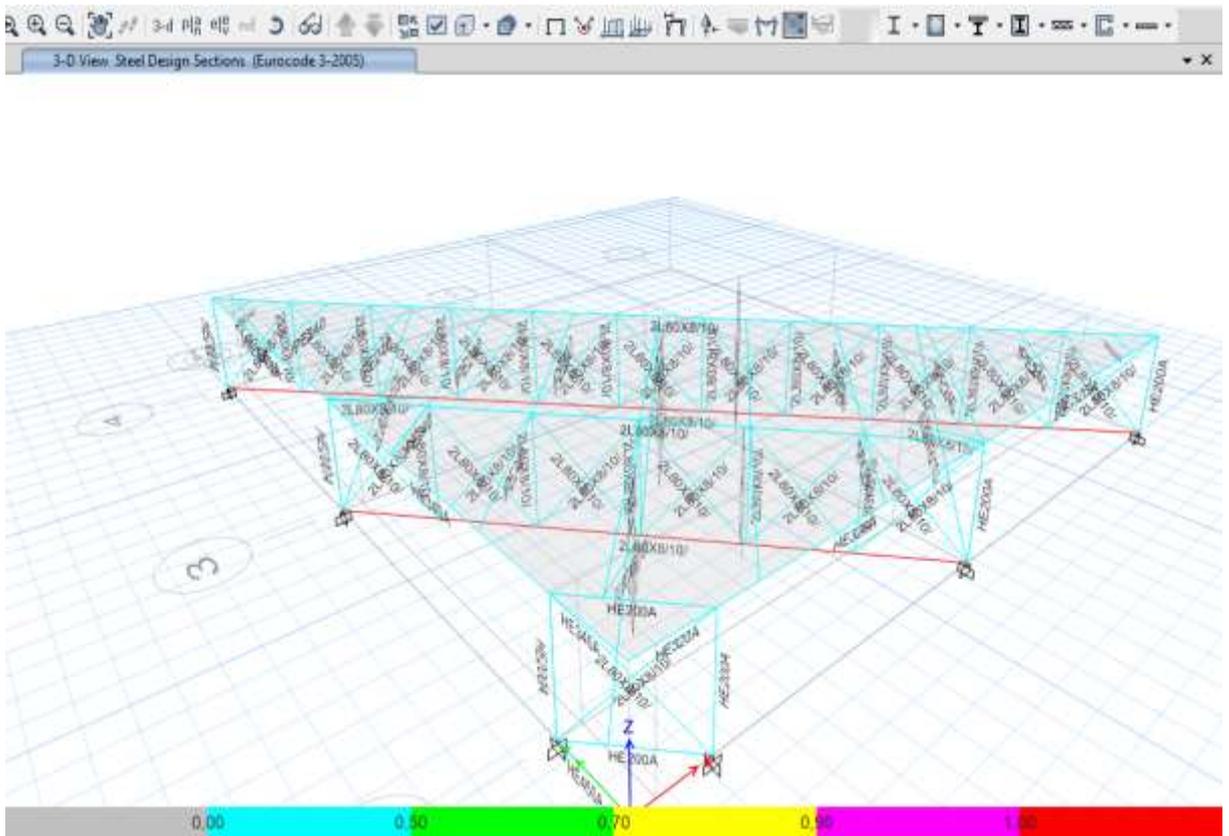


Figure IX. 8: capture de resultat de lanalyse

Tableau IX. 1: Profilés adoptés

Elément		Profilés
Poutre a treillis	membrure inferieure	2L80X8/10/
	membrures supérieure	2L80X8/10/
	cornière	2L80X8/10/
Poutre a ciseaux	cornière	2L80X8/10/

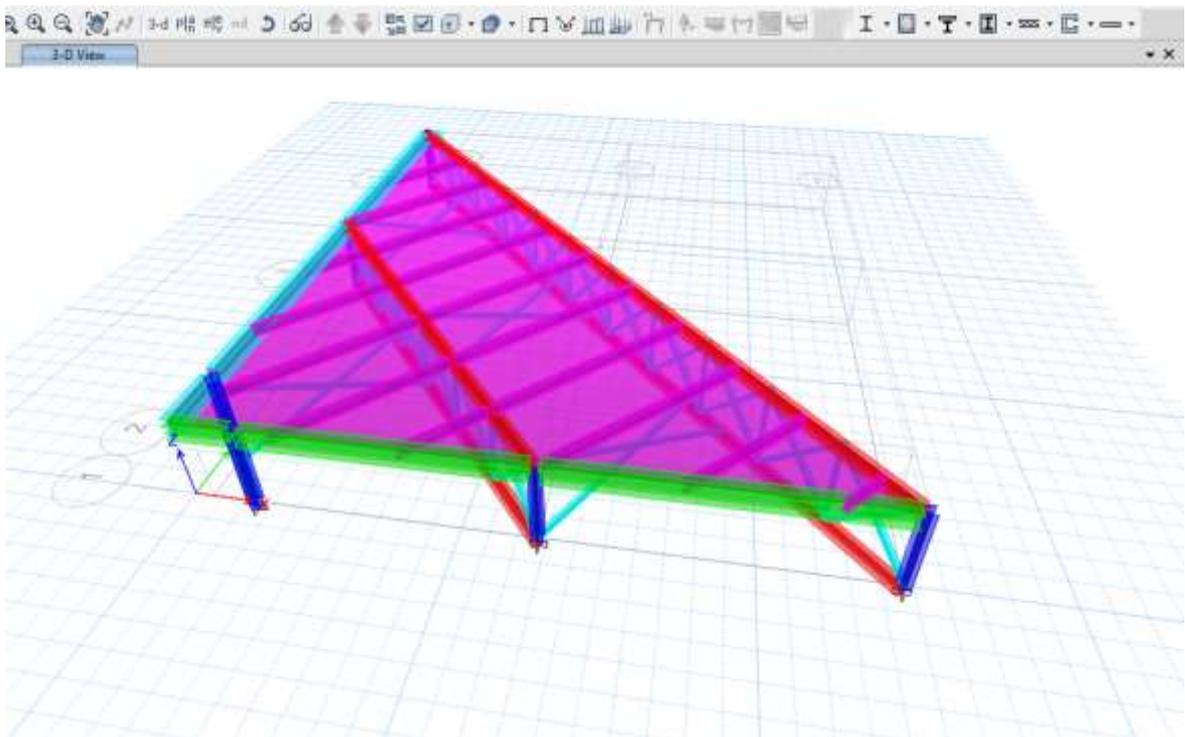
Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la toiture, une autre tentative a été faite.

b) Modèle 2 :

Pour cette étape nous changeons les membrures inferieure et supérieure pour la poutre, on a utilisé des HEA.

Et augmentons la section des cornières.

**Figure IX. 9:** vue 3D de modèle final

IX.7. Analysis Results

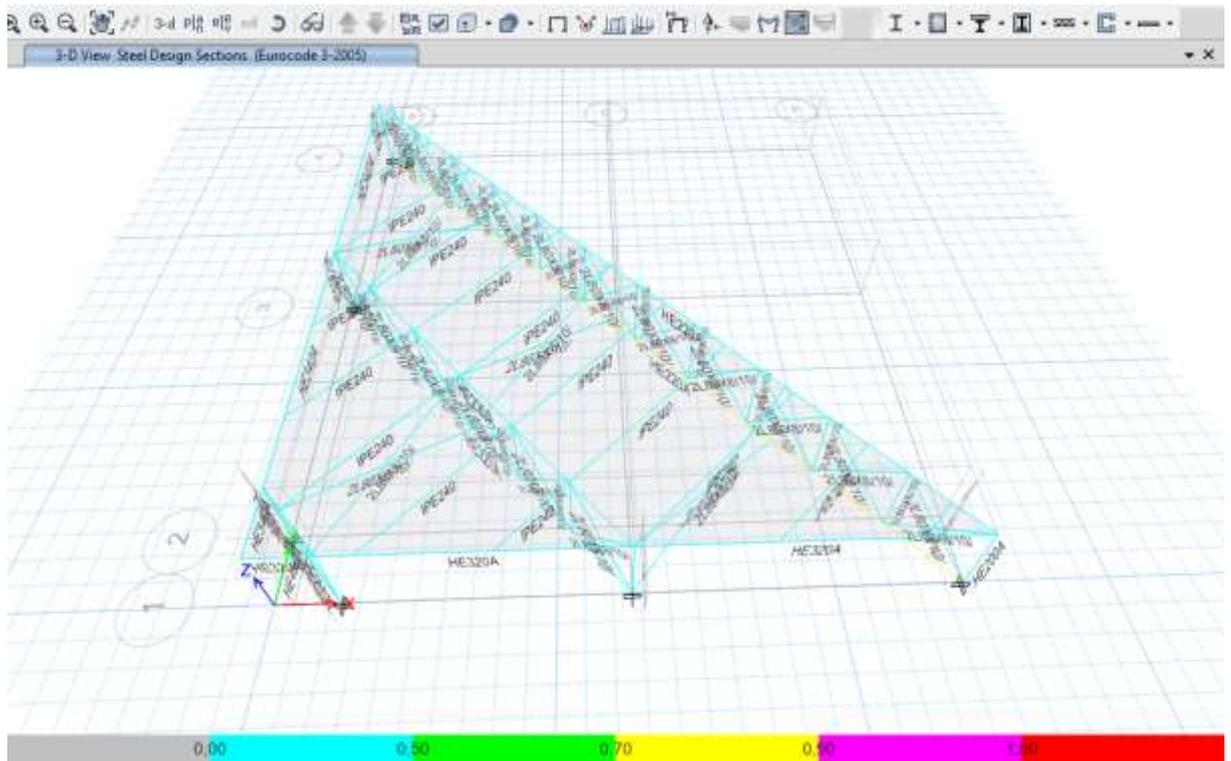


Figure IX. 10: capture de resultat de analyse.

IX.7.1. Structure Results

Tableau IX. 2: Base Reactions

Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
G	LinStatic	0	0	489,8921	2184,4291	-2012,2722	1,004E-06	0	0	0
Q	LinStatic	0	0	28,7448	127,4842	-118,3578	0	0	0	0
V	LinStatic	0	0	-152,758	-677,4873	628,9871	0	0	0	0
ELU	Combination	0	0	704,4715	3140,2055	-2894,1042	1,446E-06	0	0	0
ELS	Combination	0	0	518,6369	2311,9132	-2130,63	1,064E-06	0	0	0
G+V	Combination	0	0	337,1341	1506,9418	-1383,2851	6,813E-07	0	0	0
G+Q+V	Combination	0	0	365,8789	1634,426	-1501,6429	7,42E-07	0	0	0
1,35G+1,5V	Combination	0	0	432,2173	1932,7483	-1773,0868	8,715E-07	0	0	0
DStID1	Combination	0	0	489,8921	2184,4291	-2012,2722	1,004E-06	0	0	0
DStID2	Combination	0	0	518,6369	2311,9132	-2130,63	1,064E-06	0	0	0

IX.7.2. Story Results

Tableau IX. 3: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story1	G	LinStatic	X	0,000316	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	G	LinStatic	Y	0,000507	24	0,35	13,3	1,8
Story1	Q	LinStatic	X	3,3E-05	24	0,35	13,3	1,8
Story1	Q	LinStatic	Y	1,8E-05	23	11,2273	1,2091	1,8
Story1	V	LinStatic	X	0,000178	24	0,35	13,3	1,8
Story1	V	LinStatic	Y	9,7E-05	23	11,2273	1,2091	1,8
Story1	ELU	Combination	X	0,000454	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	ELU	Combination	Y	0,000683	24	0,35	13,3	1,8
Story1	ELS	Combination	X	0,000335	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	ELS	Combination	Y	0,000506	24	0,35	13,3	1,8
Story1	G+V	Combination	X	0,000217	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	G+V	Combination	Y	0,000514	24	0,35	13,3	1,8
Story1	G+Q+V	Combination	X	0,000235	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	G+Q+V	Combination	Y	0,000513	24	0,35	13,3	1,8
Story1	1,35G+1,5V	Combination	X	0,000278	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	1,35G+1,5V	Combination	Y	0,000695	24	0,35	13,3	1,8
Story1	DStID1	Combination	X	0,000316	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	DStID1	Combination	Y	0,000507	24	0,35	13,3	1,8
Story1	DStID2	Combination	X	0,000335	15	2,2455	10,8818	1,8
Story1	DStID2	Combination	Y	0,000506	24	0,35	13,3	1,8

Tableau IX. 4: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story1	G	LinStatic	Top	442,8951	0	0	1,004E-06	1955,0829	-1803,2653
Story1	G	LinStatic	Bottom	475,8635	0	0	1,004E-06	2118,1942	-1952,715
Story1	Q	LinStatic	Top	28,7448	0	0	0	127,4842	-118,3578
Story1	Q	LinStatic	Bottom	28,7448	0	0	0	127,4842	-118,3578
Story1	V	LinStatic	Top	-152,758	0	0	0	-677,4873	628,9871
Story1	V	LinStatic	Bottom	-152,758	0	0	0	-677,4873	628,9871
Story1	ELU	Combination	Top	641,0255	0	0	1,446E-06	2830,5882	-2611,9449
Story1	ELU	Combination	Bottom	685,5329	0	0	1,446E-06	3050,7885	-2813,7019
Story1	ELS	Combination	Top	471,6399	0	0	1,064E-06	2082,5671	-1921,6231
Story1	ELS	Combination	Bottom	504,6083	0	0	1,064E-06	2245,6784	-2071,0728
Story1	G+V	Combination	Top	290,1371	0	0	6,813E-07	1277,5956	-1174,2782
Story1	G+V	Combination	Bottom	323,1055	0	0	6,813E-07	1440,7069	-1323,7279
Story1	G+Q+V	Combination	Top	318,8819	0	0	7,42E-07	1405,0798	-1292,636
Story1	G+Q+V	Combination	Bottom	351,8503	0	0	7,42E-07	1568,1911	-1442,0857
Story1	1,35G+1,5V	Combination	Top	368,7714	0	0	8,715E-07	1623,131	-1490,9275
Story1	1,35G+1,5V	Combination	Bottom	413,2787	0	0	8,715E-07	1843,3313	-1692,6846
Story1	DStID1	Combination	Top	442,8951	0	0	1,004E-06	1955,0829	-1803,2653
Story1	DStID1	Combination	Bottom	475,8635	0	0	1,004E-06	2118,1942	-1952,715
Story1	DStID2	Combination	Top	471,6399	0	0	1,064E-06	2082,5671	-1921,6231
Story1	DStID2	Combination	Bottom	504,6083	0	0	1,064E-06	2245,6784	-2071,0728

IX.7.3. Modal Results

Tableau IX. 5: Modal Periods And Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	1	0,093	10,746	67,5166	4558,4967
Modal	2	0,087	11,472	72,0826	5195,9025
Modal	3	0,084	11,942	75,0312	5629,6814
Modal	4	0,054	18,383	115,5032	13340,9787
Modal	5	0,037	27,113	170,3561	29021,2089
Modal	6	0,036	28,109	176,6125	31191,9612
Modal	7	0,029	34,124	214,4045	45969,2977
Modal	8	0,028	35,278	221,6571	49131,8513
Modal	9	0,023	43,424	272,8399	74441,6127
Modal	10	0,022	46,074	289,4887	83803,6886
Modal	11	0,021	47,741	299,9647	89978,849
Modal	12	0,013	78,378	492,4643	242521,0531

Tableau IX. 6: Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,093	0,5626	0,4258	0	0,5626	0,4258	0	0,0308	0,0409	0,0009
Modal	2	0,087	0,0021	0,0004	0	0,5646	0,4262	0	0	0,0001	0,0009
Modal	3	0,084	0,0004	0,002	0	0,5651	0,4282	0	0,0001	0	0,0028
Modal	4	0,054	0,0038	0,0004	0	0,5689	0,4286	0	0,0006	0,0003	0,9798
Modal	5	0,037	0,0139	0,0189	0	0,5828	0,4475	0	0,0002	0,0027	0,0009
Modal	6	0,036	0,4105	0,5457	0	0,9933	0,9932	0	0,0427	0,0294	0,0039
Modal	7	0,029	0,0001	0,0001	0	0,9934	0,9933	0	0,0413	0,0479	8,495E-06
Modal	8	0,028	6,921E-06	1,214E-05	0	0,9934	0,9933	0	0	5,659E-06	0,0007
Modal	9	0,023	0,0009	0,0006	0	0,9943	0,9939	0	0,0936	0,1224	1,79E-06
Modal	10	0,022	5,99E-06	0,0007	0	0,9943	0,9946	0	0,0352	0,0459	0,003
Modal	11	0,021	0,001	0,0003	0	0,9953	0,9949	0	0,1118	0,1236	0,001
Modal	12	0,013	6,857E-06	4,385E-05	0	0,9954	0,9949	0	0,0009	0,0014	1,782E-05

Tableau IX. 7: Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

SumRX	SumRY	SumRZ
0,0308	0,0409	0,0009
0,0308	0,041	0,0018
0,0308	0,041	0,0047
0,0314	0,0413	0,9844
0,0316	0,044	0,9854
0,0743	0,0734	0,9893
0,1156	0,1213	0,9893
0,1156	0,1213	0,99
0,2092	0,2437	0,99
0,2445	0,2895	0,993
0,3562	0,4131	0,9941
0,3571	0,4146	0,9941

Tableau IX. 8: Modal Load Participation Ratios

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99,99	99,54
Modal	Acceleration	UY	100	99,49
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tableau IX. 9: Modal Direction Factors

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0,093	0,569	0,43	0	0,001
Modal	2	0,087	0,171	0,032	0	0,797
Modal	3	0,084	0,024	0,116	0	0,861
Modal	4	0,054	0,004	0,001	0	0,996
Modal	5	0,037	0,102	0,127	0	0,772
Modal	6	0,036	0,425	0,566	0	0,009
Modal	7	0,029	0,536	0,462	0	0,002
Modal	8	0,028	0,001	0,002	0	0,997
Modal	9	0,023	0,567	0,433	0	0
Modal	10	0,022	0,361	0,288	0	0,351
Modal	11	0,021	0,442	0,395	0	0,163
Modal	12	0,013	0,007	0,005	0	0,989

Tableau IX. 10: Profilés finaux adoptés

Elément		Profilés
Poutre a treillis	membrure inferieure	HEA220
	membrures supérieure	HEA220
	cornière	2L80X8/10/
Poutre a ciseaux	cornière	2L80X8/10/

IX.8. Conclusion

Ce chapitre traite la modélisation de la toiture et identifie les éléments appropriés pour celle-ci.

CONCLUSION

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fait une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé"

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **ETAPS 2019**

Grâce au logiciel **ETAPS**, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : Eurocode III et IV, L'Eurocode IX, CCM97, RPA99 etc
- Le calcul des murs rideaux nous a permis de nous confronter a un type de remplissage moderne et léger, remplissage en vogue de nos jours et que l'on voit de plus en plus utiliser dans notre pays
- La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poutres et des solives et augmenter leur résistance (en termes de flèche).
- Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le règlement neige & vent 99 est utilisé pour calculer la pression due au vent.
- Les efforts du vent nous ont permis de calculer les éléments du mur rideau.

- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière, nous a amené vers une structure contreventée
- La chose qui distingue la construction métallique c'est les assemblages, ces derniers doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés en Algérie.
- Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur le pratique des logiciels comme **ETAPS** ; **AUTOCAD**.

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 :

- Photocopie de la construction mixte (acier-béton) : Dr. N.KERNO.
- Photocopie fondation : Mme. S.BOUROKBA (U.S.T.O).

ANNEXES

**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

Cas générale

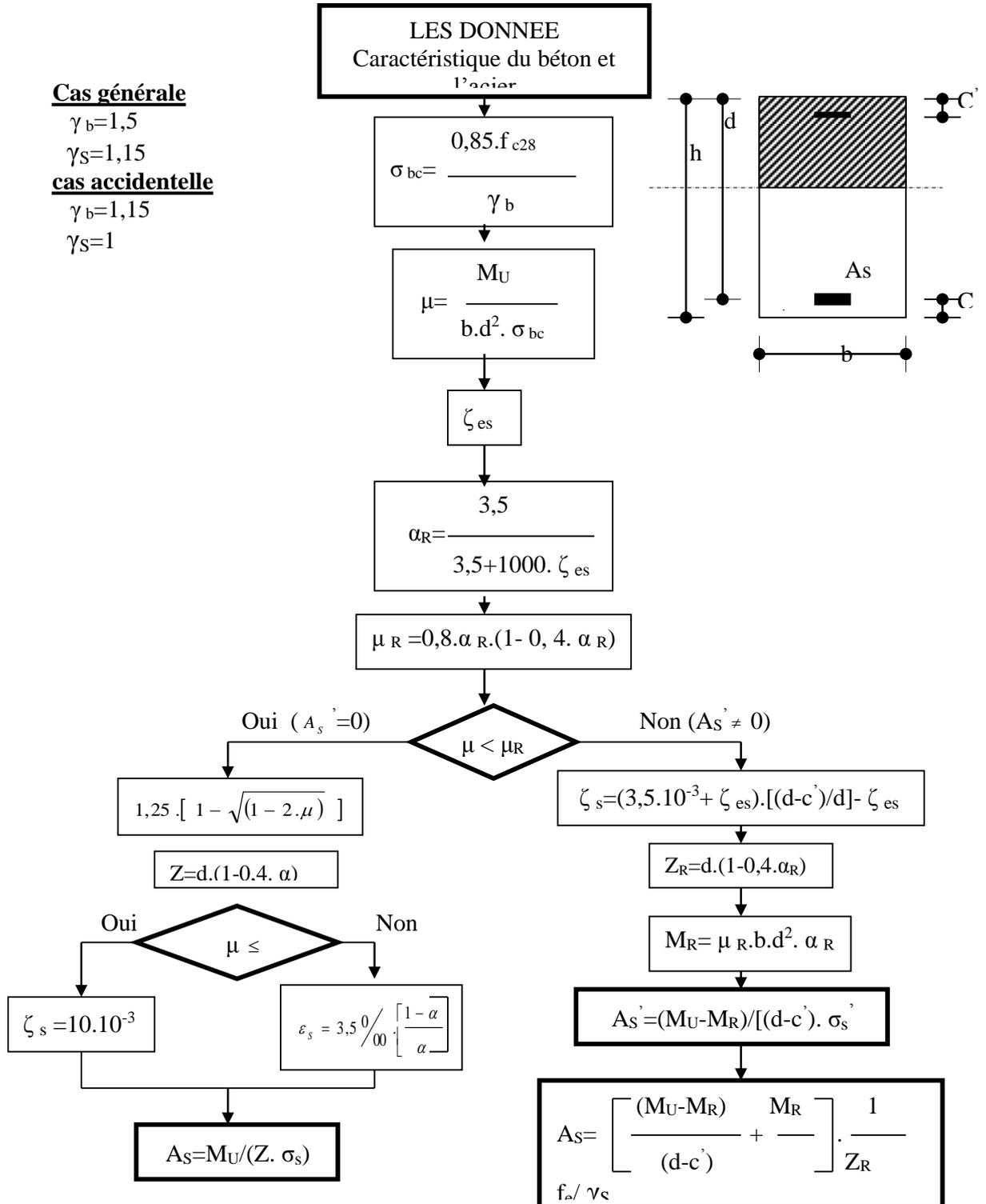
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

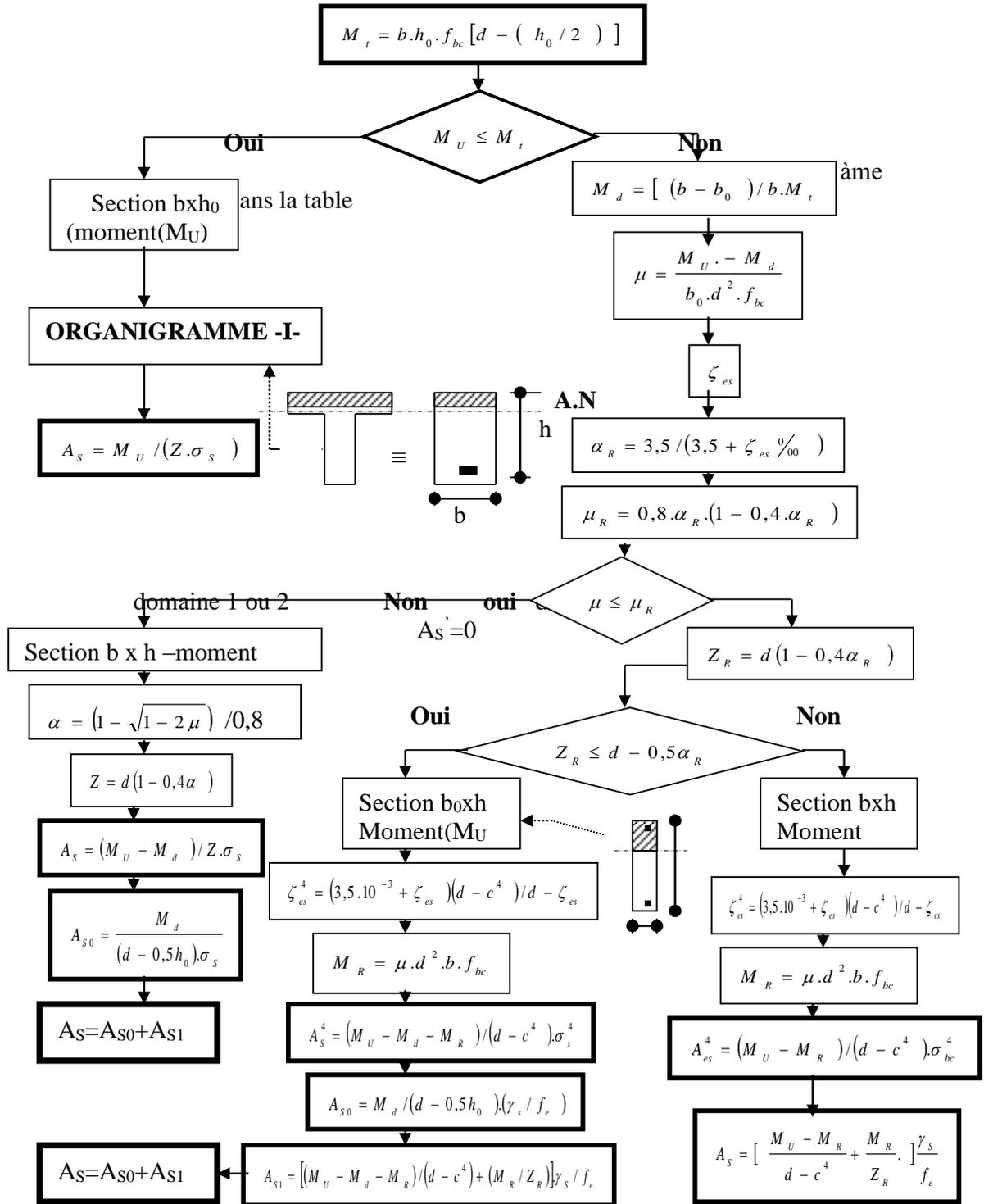
cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

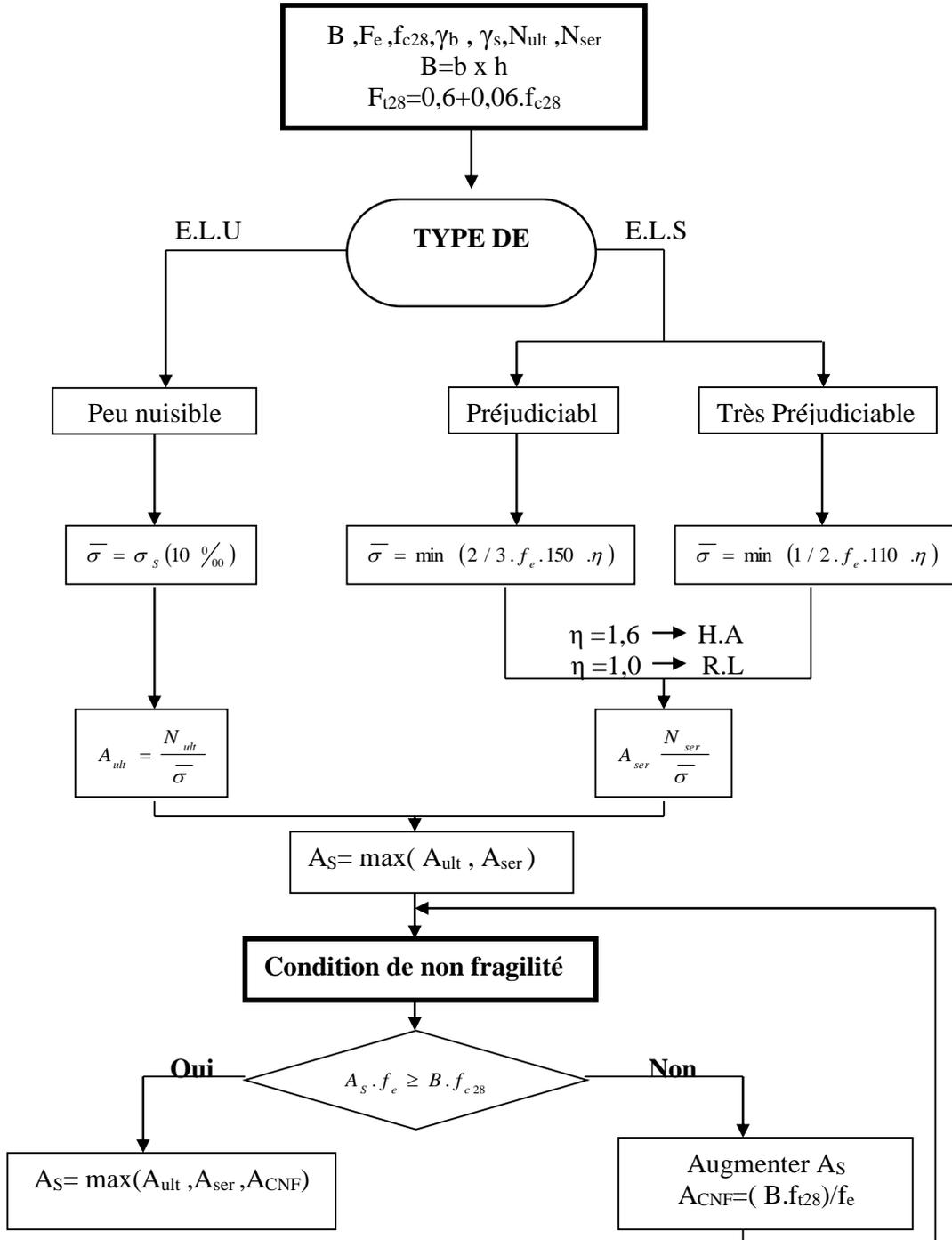
$$\gamma_s = 1$$



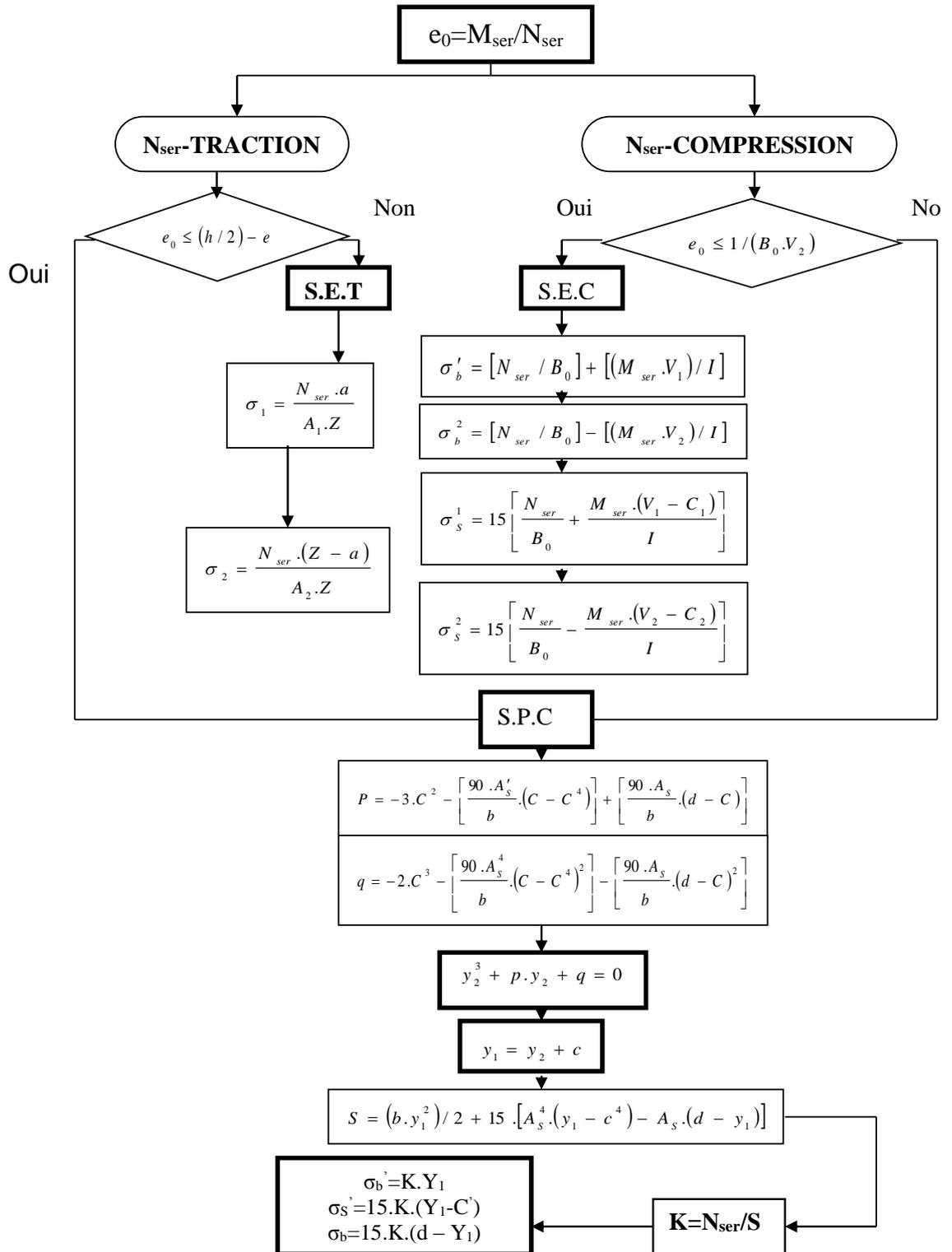
**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



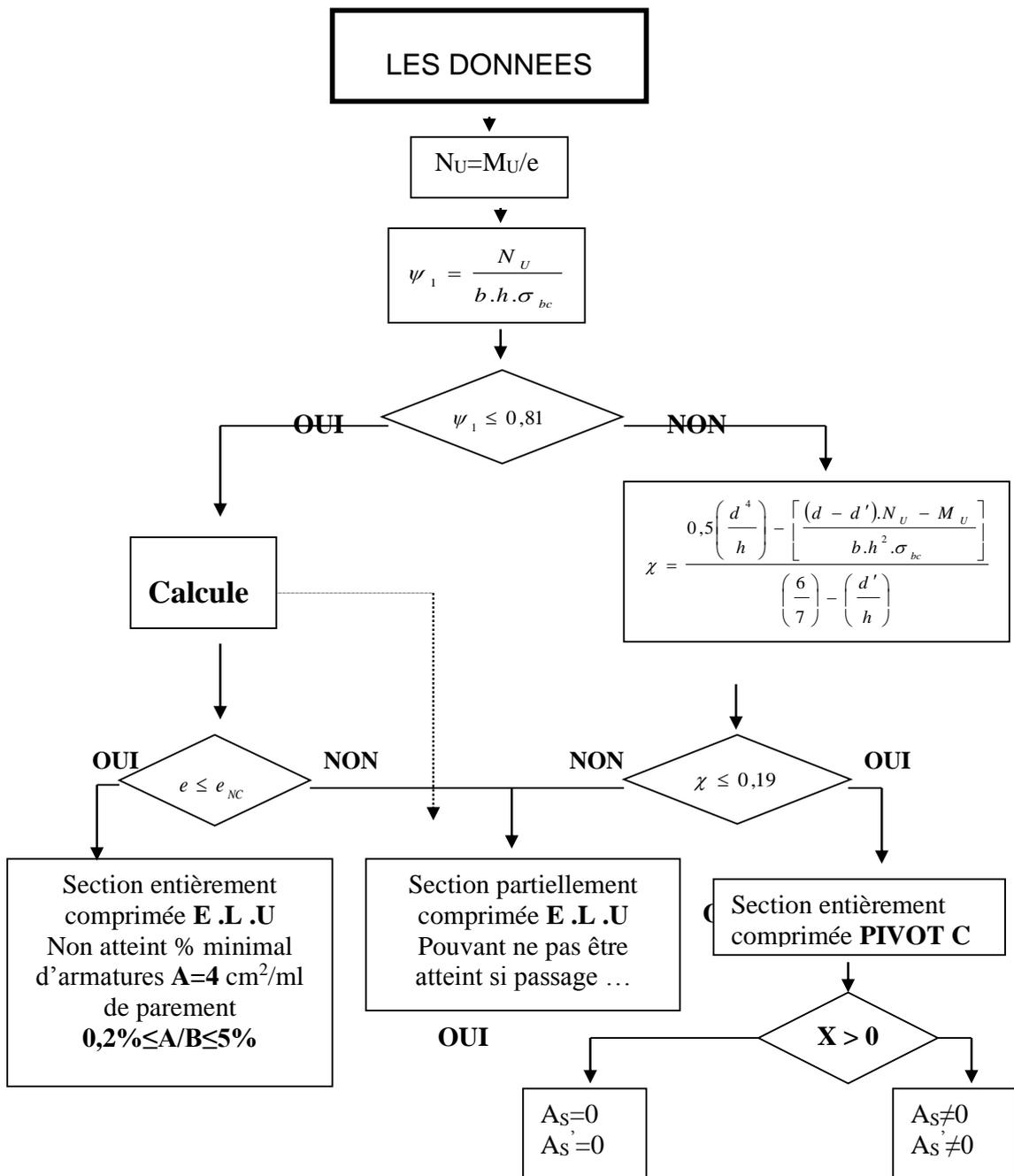
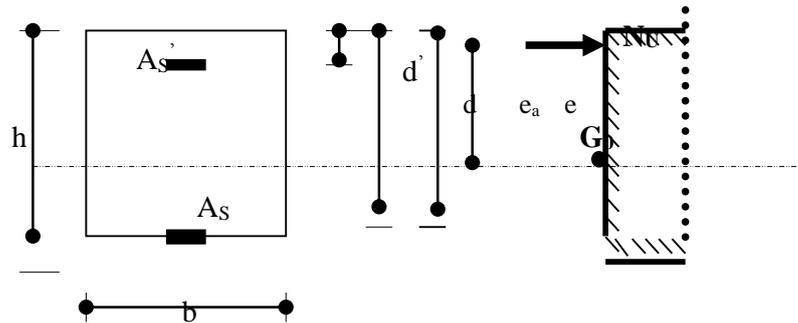
**ORGANIGRAMME -III-
TRACTION SIMPLE**



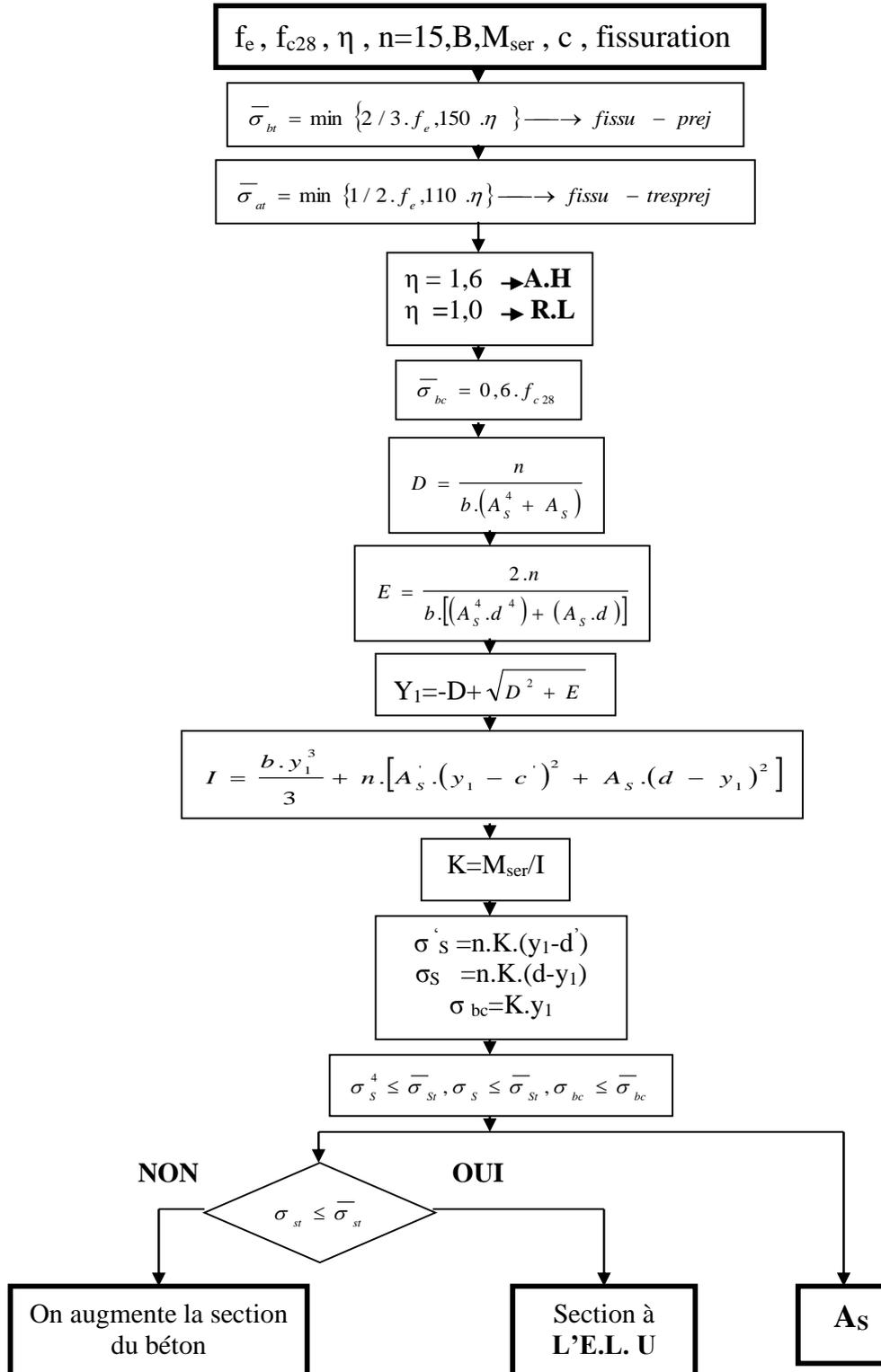
**ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



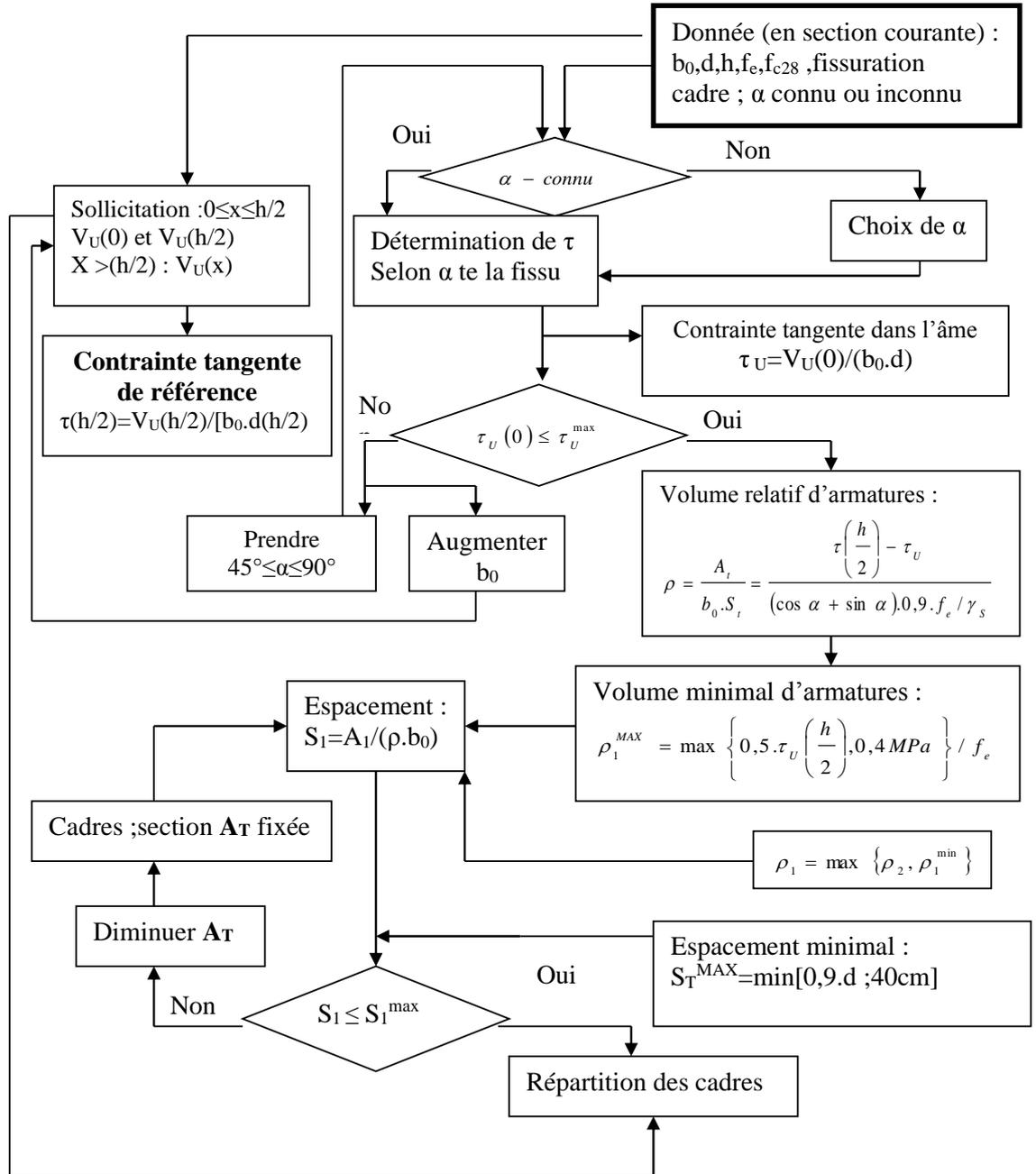
ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -VI-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT





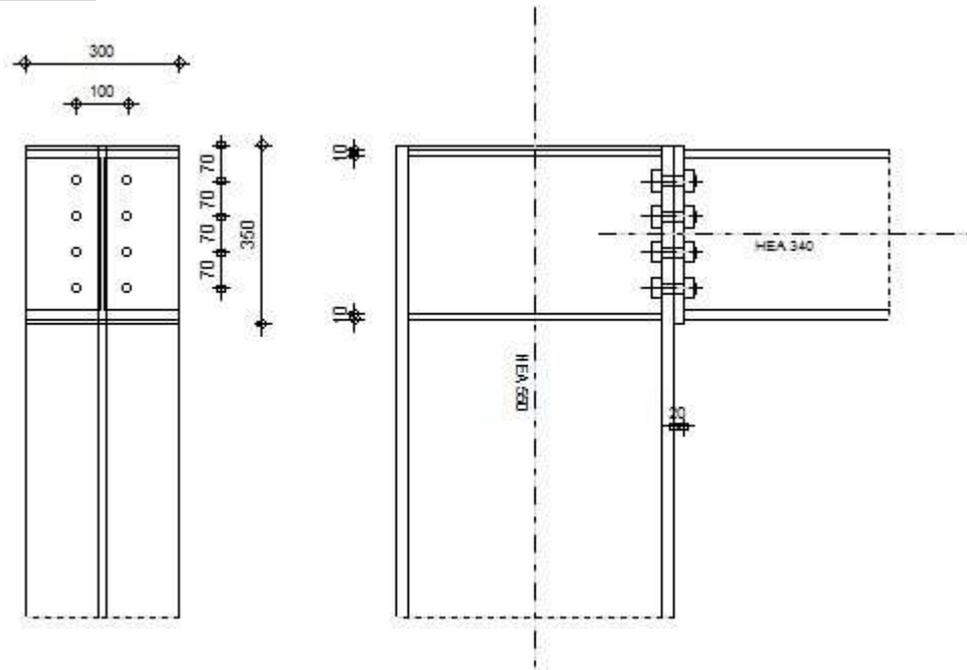
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021



Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0.85



Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 550

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 211.76$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 111932.00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: 275

$f_{yc} = 275.00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé:

HEA 340

$\alpha =$	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
$t_{wb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	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 : 275

$f_{yb} =$ 275.00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	176.40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[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

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: 275

$f_{ysu} = 275.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: 275

$f_{ysu} = 275.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ 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: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 123.82$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 142.77$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 44.95$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 713.64$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$$

$$0.20 < 1.00$$

vérifié

$$(0.20)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1850.48 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 508.88 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1850.48 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 508.88 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 508.88 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 314 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1623.23 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT

$$M_{b1,Ed} = 123.82 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 0.00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0.00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 227 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 546.06 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = \frac{83.7}{2} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{83.7}{2} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 320 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{11.8}{8} \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 2.06 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$A_{vs} = \frac{83.7}{2} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

=] flexion

$$M_{pl,sti,Rd} = 2.06 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1283.45 \text{ [kN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad \text{[6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.43 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.43)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 13 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(6)]}$$

$$b_{eff,c,wc} = 340 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vc} = 83.72 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.87 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0.00 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1.00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 28.75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1801.67 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wc} = 438 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1.04 \text{ Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0.78 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_s = 4.95 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1575.33 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1575.33 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Paramètres géométriques 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	22	-	100	-	70	139	177	139	177	140	105	105	105
2	22	-	100	-	70	139	214	139	214	140	70	70	70
3	22	-	100	-	70	139	214	139	214	140	70	70	70
4	22	-	100	-	70	139	177	139	177	140	105	105	105

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	34	-	100	-	70	213	271	213	271	177	176	176	176
2	34	-	100	-	70	213	261	213	261	140	70	70	70
3	34	-	100	-	70	213	261	213	261	140	70	70	70
4	34	-	100	-	70	213	261	213	261	177	165	165	165

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

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 176.40$ [kN] Résistance du boulon à la traction

[Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 330.24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement

[Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega \text{ b}_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = \text{b}_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352 . 80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 352.80$	352 . 80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 465.52$	465 . 52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352.80$	352 . 80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 557.06$	557 . 06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660 . 49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1283.45$	1283 . 45	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1575.33$	1575 . 33	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
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	190 . 69	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352.80$	352 . 80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 465.52$	465 . 52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352.80$	352 . 80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 557.06$	557 . 06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660 . 49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1283.45 - 352.80$	930 . 65	Panneau d'âme - compression

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1575.33 - 352.80$	1222.53	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1623.23 - 352.80$	1270.43	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 670.74 - 352.80$	317.94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 577.73 - 352.80$	224.93	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 543.49 - 352.80$	190.69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 642.98 - 352.80$	290.18	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	175.06	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352.80$	352.80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 465.52$	465.52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352.80$	352.80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 557.06$	557.06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1283.45 - 543.49$	739.96	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1575.33 - 543.49$	1031.83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1623.23 - 543.49$	1079.73	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 614.48 - 190.69$	423.79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 468.14 - 190.69$	277.44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 977.98 - 543.49$	434.49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 778.37 - 543.49$	234.88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 387.79 - 190.69$	197.09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 365.75 - 190.69$	175.06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 782.58 - 543.49$	239.09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 825.86 - 543.49$	282.36	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$F_{t3,Rd} = 164.10$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$F_{t3,Rd} = 121.08$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	352.80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352.80$	352.80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 465.52$	465.52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352.80$	352.80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 557.06$	557.06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 1283.45 - 664.57$	618.88	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1575.33 - 664.57$	910.75	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1623.23 - 664.57$	958.66	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 670.74 - 121.08$	549.66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 577.73 - 121.08$	456.65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 977.98 - 311.77$	666.21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 778.37 - 311.77$	466.60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1341.48 - 664.57$	676.91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1035.31 - 664.57$	370.74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 536.88 - 121.08$	415.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 614.91 - 121.08$	493.83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 775.97 - 311.77$	464.19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 797.79 - 311.77$	486.01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1080.37 - 664.57$	415.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1257.89 - 664.57$	593.32	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$F_{t4,Rd} = 69.75$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 51.46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	262	352.80	352.80	465.52	352.80	557.06	352.80	660.49
2	192	190.69	352.80	465.52	352.80	557.06	352.80	660.49
3	122	121.08	352.80	465.52	352.80	557.06	352.80	660.49
4	52	51.46	352.80	465.52	352.80	557.06	352.80	660.49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 146.32 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0.85 < 1.00$$

vérifié

(0.85)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{v,Rd} = 150.80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,max} = 176.40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,int} = 236.70 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,ext} = 292.00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale}$$

[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	352.80	0.00	352.80	298.56	298.56	119.29
2	352.80	0.00	190.69	161.37	161.37	203.06
3	352.80	0.00	121.08	102.46	102.46	239.03
4	352.80	0.00	51.46	43.55	43.55	275.00

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 836.37 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.17 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.17)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 155.90 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)}$$

$$A_{wy} = 107.30 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)}$$

$$A_{wz} = 48.60 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)}$$

$$I_{wy} = 29480.56 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 50.49 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 36.08 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)}$$

$$\tau_{\parallel} = 29.38 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)}$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 100.98 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.28)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 88.30 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.24)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 50.49 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.19)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)}$$

$$h_{head} = 14 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)}$$

$$h_{nut} = 20 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)}$$

$$L_b = 69 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)}$$

$$k_{10} = 6 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)}$$

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	7.12	143.34
1	262	2	121	32	1	3.50	91.52

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
2	192	1	80	13	1	1.79	34.38
3	122	1	80	13	1	1.14	13.86
4	52	2	121	30	1	0.69	3.57

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 201 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 83.72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 201 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 24597.28 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.90 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 12917.84 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 290777.55 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5815.55 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.85



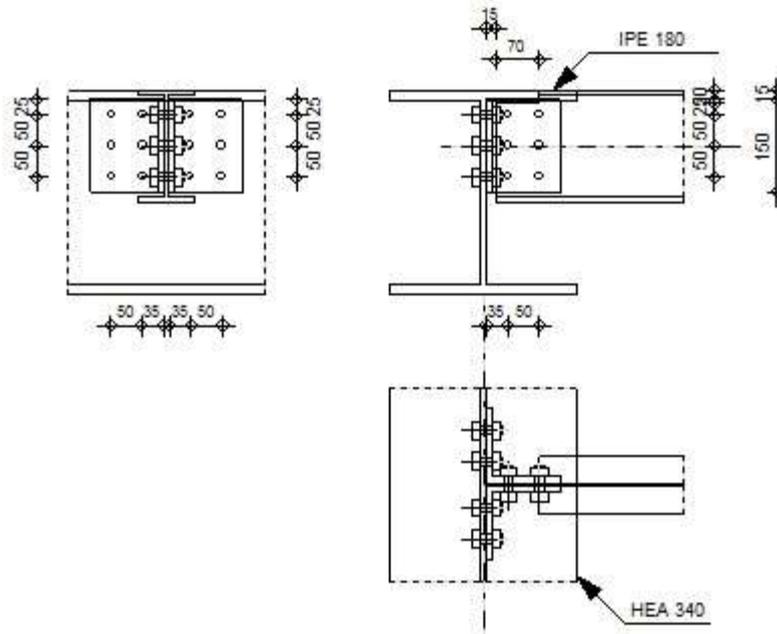
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.72



Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Géométrie

Poutre principale

Profilé: HEA 340

$\alpha =$	-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]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	17	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	27	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	133.47	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	27693.10	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	275		
$f_{yg} =$	275.00	[MPa]	Résistance de calcul

Matériau: 275

$f_{yg} = 275.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ug} = 430.00$ [MPa] Résistance à la traction

Poutre

Profilé: IPE 180

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 180$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 91$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 23.95$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 1316.96$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: 275

$f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 430.00$ [MPa] Résistance à la traction

Encoche de la poutre

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 70$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CAE 120x10

$h_k = 120$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 120$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 13$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 150$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: 275

$f_{yk} = 275.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 430.00$ [MPa] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1.15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1.54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	800.00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	2	Nombre de colonnes des boulons
w =	3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	25 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ =	50 [mm]	Ecartement
p ₁ =	50 [mm]	Entraxe

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1.15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1.54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	800.00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	2	Nombre de colonnes des boulons
w =	3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	25 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ =	50 [mm]	Ecartement
p ₁ =	50 [mm]	Entraxe

Coefficients de matériau

γ _{M0} =	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{b,Ed} = 0.00$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 58.57$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 0.00$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 59.1$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 1] boulon

$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 66.2$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction
4]

$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ 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**

$\alpha_{bx} = 0.86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0.86 > 0.00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 98.49$ [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 $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2.50 > 0.00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0.86 > 0.00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 98.49$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2.50 > 0.00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.78$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0.78 > 0.00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 93.64$ [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

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.56 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.56 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 66.89 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière cisaillement des boulons

$$e = 63 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = \frac{1.8}{3} \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = \frac{4.8}{8} \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = \frac{6.6}{7} \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = \frac{6.6}{7} \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = \frac{8.2}{2} \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = \frac{10.}{58} \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \frac{93.}{64} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \frac{66.}{89} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |6.67| < 93.64 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |8.22| < 66.89 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 10.58 < 59.11 \quad \text{vérifié} \quad (0.18)$$

Traction des boulons

$$e = 65 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_{0t} = 1. \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$e = 65$ [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme
] de la poutre principale

= 90 m]

$F_{t,Ed} = 6.90$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ 6.90 < 66.24 **vérifié** (0.10)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 10.58$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ 0.25 < 1.00 **vérifié** (0.25)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 118.2$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 2] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2.03$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2.03 > 0.00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.44$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0.44 > 0.00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 23.07$ [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

$k_{1z} = 2.03$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2.03 > 0.00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.44$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0.44 > 0.00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 23.07$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2.50 > 0.00 **vérifié**

$$\alpha_{bx} = 0.78 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.78 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 187.29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.56 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.56 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 133.78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre cisaillement des boulons

$$e = 65 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_0 = \frac{3.7}{9} \quad \frac{[\text{kN} \cdot \text{m}]}{\text{m}} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = \frac{9.7}{6} \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = \frac{13.79}{79} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = \frac{13.79}{79} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = \frac{16.66}{66} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = \frac{21.62}{62} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \frac{23.07}{07} \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \frac{23.07}{07} \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |13.79| < 23.07 \quad \text{vérifié} \quad (0.60)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |16.66| < 23.07 \quad \text{vérifié} \quad (0.72)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 21.62 < 118.22 \quad \text{vérifié} \quad (0.18)$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$$A_{nt} = 6.25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8.75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = \frac{246.4}{2} \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |29.29| < 246.42 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Poutre

$$A_{nt} = 2.52 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 4.37 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = \frac{112.7}{2} \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |58.57| < 112.72 \quad \text{vérifié} \quad (0.52)$$

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$$A_t = 7.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 6.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0.72 < 0.80$$

$$W_{net} = 34.46 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 9.48 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1.90| < 9.48 \quad \text{vérifié} \quad (0.20)$$

$$A_v = 15.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_v = I_a * t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 10.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 238.16 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |29.29| < 238.16 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$$A_t = 4.24 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 3.45 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0.73 < 0.80$$

$$W_{net} = 20.75 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 5.71 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 3.79 < 5.71$	vérifié	(0.66)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

$A_v = 8.48$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 6.10$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 134.64$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 58.57 < 134.64$	vérifié	(0.44)
---------------------------	--------------------	----------------	--------

Remarques

Longueur du grugeage de la poutre trop faible 70 [mm] < 130 [mm]

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre 150 [mm] > 146 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible 7 [mm] < 9 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible 7 [mm] < 9 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0.72
--	-------------------



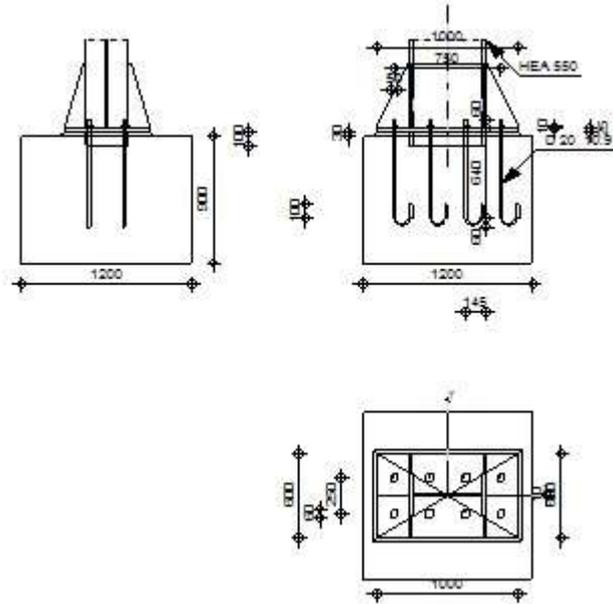
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

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
0.75



Général

Assemblage N° : 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Géométrie

Poteau

Profilé : HEA 550

$L_c =$	5.00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	540	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	211.76	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	111932.00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : 275

$f_{yc} = 275.00$ [Mpa] Résistance

$f_{uc} = 430.00$ [Mpa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau : 275

$f_{ypd} = 275.00$ [Mpa] Résistance

$f_{upd} = 430.00$ [Mpa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 670.00$ [Mpa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 1000.00$ [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

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

Bêche

Profilé : HEA 550

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau : 275

$f_{yw} = 275.00$ [Mpa] Résistance

Raidisseur

$l_s = 1000$ [mm] Longueur

$w_s = 600$ [mm] Largeur

$h_s = 450$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1.50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$ [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

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 10$ [mm] Bêche

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 10$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -1956.00$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 10.00$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 10.00$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 16.00$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 15.00$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16.67$ [Mpa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1 :[3.1.6.(1)]

$f_j = 17.21$ [Mpa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 58$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 139$ [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)]

$A_{c0} = 578.98$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1 :[6.7.(3)]

$A_{c1} = 5017.81$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1 :[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 2840.77$ [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)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 32.71$ [Mpa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 2502.33$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 1010.35$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 794.30$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 8185.18$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,n} = 8185.18$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 3304.87$	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 2598.18$	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	2.00	Classe de la section	EN 1993-1-1 :[5.5.2]
$W_{pl,y} = 7982.82$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1 :[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 2195.28$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1 :[6.2.5]
$h_{f,y} = 583$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 3767.74$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 2468.40$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1 :[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 678.81$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1 :[6.2.5]
$h_{f,z} = 292$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 2324.15$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 8185.18$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} = 3304.87$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} = 2324.15$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0.24 < 1.00	vérifié	(0.24)
$e_y = 8$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$z_{c,y} = 291$	[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)]	
$M_{j,Rd,y} = 52.59$	[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)		0.30 < 1.00	vérifié	(0.30)

$e_z =$	8	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	146	[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)]
$M_{j,Rd,z} =$	33.87	[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)	0.44 < 1.00	vérifié	(0.44)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.75 < 1.00	vérifié	(0.75)

Cisaillement

PRESSION 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]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 430.00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1.89$ Coef. D'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1.00$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 430.00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0.25$ Coef. Pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3.14$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000.00$ [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)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 62.33$ [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]

$M_{RK,s} = 0.79$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$\alpha_M = 2.00$ Coef. Dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation 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]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 25.06$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement – avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 56.20$ [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]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 52.03$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 275.3$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0.32$ 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)]

$\psi_{s,V,y} = 0.79$ Coef. D'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1.00$ Coef. D'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$ Coef. Dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$ Coef. Dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 32.00$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 89.7$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 89.7 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. Dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. Dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. D'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. D'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. Dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. Dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{V,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{V,Rd,c,z} = 41.56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0.30 \quad \text{Coef. De frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 1956.00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 586.80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{V,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{V,Rd,wg,y} = 1260.00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{V,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{V,Rd,wg,z} = 700.00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{V,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 2047.26 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{V,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 1487.26$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.01 < 1.00$ **vérifié** (0.01)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.01 < 1.00$ **vérifié** (0.01)

Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 50.06$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 435.29$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 67$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 27197.12$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 7.79$ [Mpa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1 :[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 75.04$ [Mpa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1 :[6.2.1.(5)]

$\tau = 96.73$ [Mpa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1 :[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 167.72$ [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) $0.61 < 1.00$ **vérifié** (0.61)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 21.29$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 283.88$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 75$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 26322.69$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 4.07$ [Mpa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1 :[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 32.32$ [Mpa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1 :[6.2.1.(5)]

$\tau = 63.09$ [Mpa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1 :[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 109.34$ [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) $0.40 < 1.00$ **vérifié** (0.40)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 39.93$ [Mpa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 39.93$ [Mpa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 0.42$ [Mpa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = 0.53$ [Mpa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} = 39.93$ [Mpa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0.13 < 1.00$ **vérifié** (0.13)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.20 < 1.00$ **vérifié** (0.20)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.12 < 1.00$ **vérifié** (0.12)

Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 52.44$ [Mpa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 52.44$ [Mpa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 48.37$ [Mpa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 134.23$ [Mpa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.33 < 1.00$ **vérifié** (0.33)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 22.30$ [Mpa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 22.30$ [Mpa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 31.54$ [Mpa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 70.53$ [Mpa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.17 < 1.00$ **vérifié** (0.17)

Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 66.91$ [Mpa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 66.91$ [Mpa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 66.21$ [Mpa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 176.24$ [Mpa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.44 < 1.00$ **vérifié** (0.44)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	66.91	[Mpa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	66.91	[Mpa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	42.90	[Mpa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	153.07	[Mpa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.38 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.38)$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,E_d,y}$

$$b_{\text{eff}} = 139 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{\text{eff}} = 415 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{\text{eff}} * l_{\text{eff}})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,y} = 29 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. De rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 653 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 109 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.850 * l_{\text{eff}} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. De rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 235 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. De rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0.25 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,\text{ini},y} = 1025076.04 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,\text{rig},y} = 1410343.20 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini},y} < S_{j,\text{rig},y} \quad \text{SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Moment fléchissant $M_{j,E_d,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,z} = 34 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. De rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 461 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 107 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.850 * l_{\text{eff}} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} =$	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]
$k_{16,z} =$	$1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. De rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0.81		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	301697.71	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	136319.40	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible :

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION





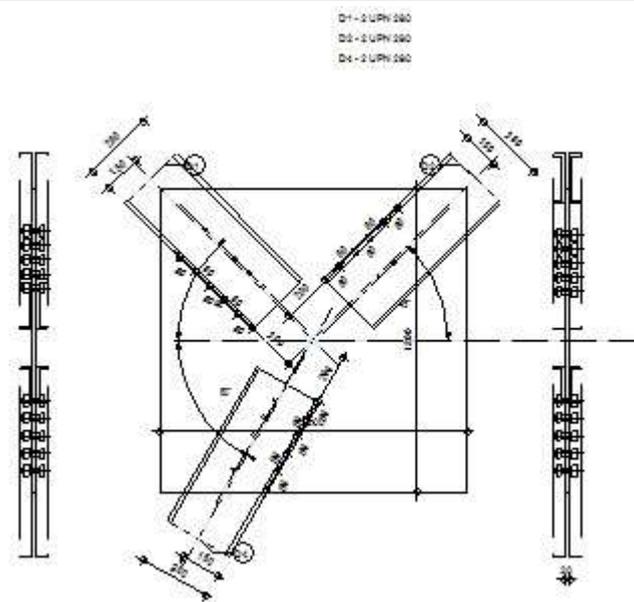
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.96



Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

Géométrie

Barres

		Barre 1	Barre 2		Barre 4		
Profilé:		2 UPN 280	2 UPN 280		2 UPN 280		
	h	280	280		280		mm
	b_f	95	95		95		mm
	t_w	10	10		10		mm
	t_f	15	15		15		mm
	r	15	15		15		mm
	A	106.41	106.41		106.41		cm ²
Matériau:		275	275		275		
	f_y	275.00	275.00		275.00		MPa
	f_u	430.00	430.00		430.00		MPa

		Barre 1	Barre 2		Barre 4		
Angle	α	45.0	45.0		60.0		Deg

Boulons

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

d = 22 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 3.03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 3.80 [cm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 670.00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 1000.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 5 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80;80;80 [mm]

e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 200 [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 NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

d = 22 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 3.03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 3.80 [cm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 670.00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 1000.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 5 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80;80;80 [mm]

e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 150$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200$ [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 NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 24$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3.03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3.80$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 670.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1000.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 5$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 80;80;80;80 [mm]
 $e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 150$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 1200$ [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

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; 0)

$e_V = 600$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 600$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: 275

$f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 1016.00$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 368.00$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 1278.00$ [kN] Effort axial

Résultats

Barre 1

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 364.93$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bx} = 0.86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.86 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 325.8$ [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

$k_{1z} = 2.50$ 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
$F_{b,Rd1z} = 378.40$ [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 $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	--

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bx} = 0.86$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.86 > 0.00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2x} = 325.8$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
---------------------------	--	---

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
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2z} = 378.40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons cisaillement des boulons

$e = 10$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
---------------	--

$M_0 = 10.16$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$
----------------------	-------------------------	---------------------------

$F_{NSd} = 203.2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
------------------------	---	---------------------------

$F_{MSd} = 25.40$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum X_i^2$
------------------------	--	--

$F_{x,Ed} = 203.2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
-------------------------	--	----------------------

$F_{z,Ed} = 25.40$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
-------------------------	--	----------------------

$F_{Ed} = 204.78$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
------------------------	---	---

$F_{Rdx} = 325.8$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
------------------------	--	--

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Rdz} = 378.4$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 203.20 < 325.84$	vérifié	(0.62)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 25.40 < 378.40$	vérifié	(0.07)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$204.78 < 364.93$	vérifié	(0.56)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A = 53.21$ [cm²] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 50.81$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$N_{uRd} = 1572.96$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$$

$N_{plRd} = 1463.17$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$$

$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 508.00 < 1572.96$	vérifié	(0.32)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 508.00 < 1463.17$	vérifié	(0.35)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 11.80$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 29.20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 666.5$ [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_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 508.00 < 666.57$	vérifié	(0.76)
--	---------------------	---------	--------

Barre 2

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 364.93$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

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
----------------	---------------	---------

$\alpha_{bx} = 0.86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.86 > 0.00$	vérifié
---------------------	---------------	---------

$$F_{b,Rd1x} = 325.8 \text{ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou]} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1.00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 378.40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.86 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 325.8 \text{ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou]} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1.00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 378.40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

Cisaillement des boulons

$$e = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons}$$

$$M_0 = 3.68 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = 73.60 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$$

$$F_{MSd} = 9.20 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 73.60 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 9.20 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

Cisaillement des boulons

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Ed} = 74.17$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 325.84$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 378.40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|73.60| < 325.84$ **vérifié** (0.23)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|9.20| < 378.40$ **vérifié** (0.02)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $74.17 < 364.93$ **vérifié** (0.20)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A = 53.21$ [cm²] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 50.81$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{uRd} = 1572.96$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$

$N_{plRd} = 1463.17$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{tRd}$ $|184.00| < 1572.96$ **vérifié** (0.12)

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|184.00| < 1463.17$ **vérifié** (0.13)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 11.80$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 29.20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 666.57$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|184.00| < 666.57$ **vérifié** (0.28)

Barre 4

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 364.93$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bx} = 0.86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.86 > 0.00$ **vérifié**

$$F_{b,Rd1x} = 325.8 \text{ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou]} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1.00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 378.40 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression diamétrale]} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.86 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 325.8 \text{ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou]} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1.00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 378.40 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression diamétrale]} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$$e = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons}$$

$$M_0 = 12.78 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = 255.6 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$$

$$F_{MSd} = 31.95 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 255.6 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$= 0$

$F_{z,Ed} = 31.95$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 257.59$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 325.84$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 378.40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 255.60 < 325.84$	vérifié	(0.78)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 31.95 < 378.40$	vérifié	(0.08)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$257.59 < 364.93$	vérifié	(0.71)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A = 53.21$ [cm²] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 50.81$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$N_{uRd} = 1572.96$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$$

$N_{plRd} = 1463.17$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$$

$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 639.00 < 1572.96$	vérifié	(0.41)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 639.00 < 1463.17$	vérifié	(0.44)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 11.80$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 29.20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 666.57$ [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_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 639.00 < 666.57$	vérifié	(0.96)
--	---------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.96



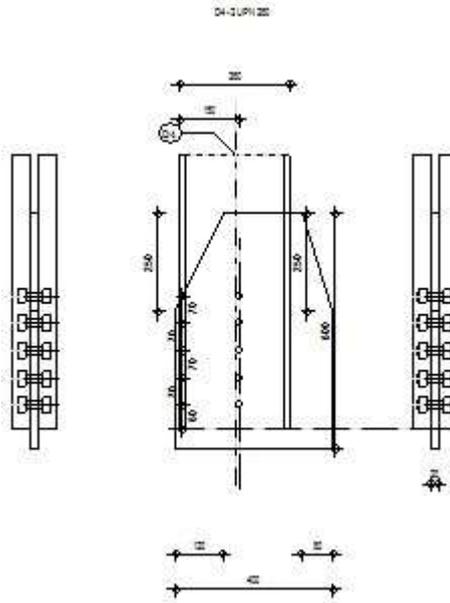
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.88



Général

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage: Gousset - barre simple

Géométrie

Barres

		Barre 4				
Profilé:		2 UPN 280				
	h	280				mm
	b_f	95				mm
	t_w	10				mm
	t_f	15				mm
	r	15				mm
	A	106.41				cm ²
Matériau:		275				
	f_y	275.00				MPa
	f_u	430.00				MPa

		Barre 4					
Angle	α	90.0					Deg

Boulons

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 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} = 670.00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 1000.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 5 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 70;70;70;70 [mm]

e₁ = 60 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 0 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Soudures

Soudures d'angle du gousset

b = 16 [mm] Bord b

Gousset

l_p = 400 [mm] Longueur de la platine

h_p = 600 [mm] Hauteur de la platine

t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 120 [mm] Grugeage

v₁ = 250 [mm] Grugeage

h₂ = 80 [mm] Grugeage

v₂ = 250 [mm] Grugeage

h₃ = 0 [mm] Grugeage

$h_1 = 120$ [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

(203;275)

$e_v = 50$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 151$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: 275

$f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{b4,Ed} = 1039.52$ [kN] Effort axial

Résultats

Barre 4

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 301.59$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bx} = 0.81$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0.81 > 0.00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 278.8$ [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

$k_{1z} = 2.50$ 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
$F_{b,Rd1z} = 344.00$ [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 $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bx} = 0.81$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.81 > 0.00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2x} =$	278.8	[kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
----------------	-------	---	---

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
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2z} = 344.00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
--	--	---

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e =$	10	[mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
-------	----	---

$M_0 =$	10.40	[kN*m] Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$
---------	-------	--------------------------------	---------------------------

$F_{NSd} =$	207.9	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
-------------	-------	--	---------------------------

$F_{MSd} =$	29.70	[kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
-------------	-------	---	--

$F_{x,Ed} =$	207.9	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
--------------	-------	---	----------------------

$F_{z,Ed} =$	29.70	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
--------------	-------	---	----------------------

$F_{Ed} =$	210.1	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
------------	-------	--	---

$F_{Rdx} =$	278.8	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x},$
-------------	-------	---	------------------------------

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

5

F_{bRd2x}

$F_{Rdz} = \frac{344.0}{0}$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 207.90 < 278.85$	vérifié	(0.75)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 29.70 < 344.00$	vérifié	(0.09)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$210.01 < 301.59$	vérifié	(0.70)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A = 53.21$ [cm²] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 51.01$ [cm²] Aire de la section nette

$A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{uRd} = 1579.15$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$

$N_{plRd} = 1463.17$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$N_{plRd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 519.76 < 1579.15$	vérifié	(0.33)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 519.76 < 1463.17$	vérifié	(0.36)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 11.90$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 24.10$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = \frac{587.3}{2}$ [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_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 519.76 < 587.32$	vérifié	(0.88)
--	---------------------	---------	--------

Attache gousset

Vérification des soudures d'angle

$e = 49$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = \frac{25.4}{7}$ [kN* m] Moment fléchissant réel

$M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(\alpha) \cdot e$

$A_w = \frac{64.0}{0}$ [cm²] Aire de la section de la soudure

$A_w = a \cdot l$

$\sigma = \frac{140.}{90}$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure

$\sigma = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(\alpha) / A_w + M_0 / W_{yw}$

$\sigma_{\perp} = 99.6$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$

Vérification des soudures d'angle

$e = 49$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$= 3$]

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ | 99.63 | < 309.60 **vérifié** (0.32)

$\tau_{\perp} = 99.63$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$

$\beta_w = 0.85$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ 199.27 < 404.71 **vérifié** (0.49)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.88