

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 : constructions métalliques et mixtes

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE R+ MEZZANINE
+ 4 ETAGES + 3 ENTRE SOLS

Présenté par :

M^{elle}. AISSA Samah

Devant les membres de jury :

Mr. ALLALI. S	U. Saad Dahleb-Blida	President
Mr. DERBAL. I	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
M^{me} : BERBAR. D	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Novembre 2021

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة، قمنا بدراسة منشأة معدنية مخصصة للاستعمال المتعدد (معرض سيارات، مكاتب) التي تم إنجازها في ولاية البليدة، المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوى حسب المركز الوطني للبحث.

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

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، دراسة ديناميكية.

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons étudié une structure en charpente métallique à usage multiple (showroom bureaux). La structure se situe à la wilaya BLIDA et elle est classée comme une zone de forte sismicité selon la réglementation parasismique Algérienne **RPA99/version 2003**.

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

Les mots clés : charpente métallique, étude dynamique.

Abstract

As part of our graduation project, we have studied a steel structure () with multiple uses. The structure is located in the wilaya of BLIDA and it is classified as a zone of strong seismicity according to the RPA99/Version 2003.

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

The key words: Metal frame, dynamic study.

∞ Dédicace

Je dédie mon travail à

Ma très chère mère : Affable, honorable, aimable, qui représente pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Sa prière et sa bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

Mon très cher père : Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour lui. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de ses sacrifices qu'il a consentis pour mon éducation et ma formation

Mon adorable et unique sœur Yousra: Ma chère petite présente dans tous mes moments par son soutien moral et ses belles surprises sucrées. Je lui souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité. Que je t'aime beaucoup.

Mon chère papi "grand père"

Mes chers oncles : MOHAMED, YOUCEF, Djalal, ISMAIL, HAMZA et RAOUF, ALLEL

Mes chères tantes : DJAMILA ,KHIRA ,SALIHA et ASSIA

Mes cousins (es) : khaoula, YOUCEF ADEL ,IKRAM, HOUSSAM LYNA, ABDERRAHMANE , ABDELLAH et RIMACE

Mes chères amis(es) : Asama, Sihem, mounira, Faiza, Redouane, Karim et mohand

Groupe master 2 Génie Génie civil construction métallique et mixte, Sans oublier toute la promotion 2021

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le Dieu, notre créateur avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce modeste travail.

J'adressons le grand remerciement à mon encadreur « Mme Barbar djida», pour ses conseils et ses dirigés du début à la fin de ce travail.

Mes cordiaux remerciements à monsieur l'ingénieur < Mohamed.Z> pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et remarques. Sans votre soutien et vos encouragements ce travail n'aurait vu le jour. et tout l'équipe de bureau d'études « Bâti gold »

Je souhaite exprimer ma gratitude à notre porteur de Master « Mr. zahaf » Pour tous les efforts qu'il fait pour bien former les étudiants de spécialité master charpente métallique et mixte

Un grand merci à « Mme Cherfa. C » et toute l'équipe pédagogique du département.

Un remerciement pour monsieur le chef département « docteur si Ahmed Mohamed »

Finalement, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma famille qui a toujours soutenue et à tout ce qui participe de réaliser ce mémoire. Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Les plans

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES

I.1	INTRODUCTION.....	2
I.2	Caractéristiques des matériaux.....	12
I.2.1	Béton.....	13
I.2.2	Acier.....	14
I.3	Conclusion.....	16

CHAPITRE II :

HYPOTHESES DES CHARGES

II.1	Introduction :.....	17
II.2	Plancher terrasse :.....	17
II.3	Plancher showroom :.....	17
II.4	Plancher courant (usage bureaux) :.....	20
II.5	L'effet de la neige :.....	21
II.5.1	Introduction :.....	21
II.5.2	Calcul des charges de la neige :.....	21
II.6	Action du vent :.....	21
II.6.1	Introduction :.....	21
II.6.2	Données relatives au site : (Tab2.4. [5]) Tableau 2.2.[5]).....	22
II.6.3	La pression dynamique du vent q_d y n [RNV 2013] :.....	23
II.7	Conclusion :.....	27

CHAPITRE III :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

III.1	Introduction :.....	28
III.2	Pré dimensionnement des planchers :.....	28

SOMMAIRE

III.2.1	Méthode de calcul :.....	28
III.2.2	Plancher terrasse :	29
III.2.2.1	Pré dimensionnement des solives :.....	29
III.2.2.2	Pré dimensionnement des poutres principales :.....	37
III.2.2.3	Pré dimensionnement des poutres secondaire :	45
III.2.3	Plancher courant :	52
III.2.4	Plancher RDC (showroom):.....	53
III.3	Pré dimensionnement des poteaux :	53
III.3.1	Poteaux centraux :	53
III.3.1.1	Méthode de calcul :.....	53
III.3.2	Poteaux rive :	58
III.3.2.1	Méthode de calcul :	58
III.4	Conclusion :.....	62

CHAPITRE IV :

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1	INTRODUCTION.....	63
IV.2	ETUDE DE L'ACROTÈRE :	63
IV.2.1	Calcul des charges sollicitant l'acrotère :	63
IV.2.2	Détermination des efforts :.....	64
IV.2.3	Ferraillage de l'acrotère :	64
IV.2.4	Disposition constrictive :	68
IV.3	Etude des escaliers :	68
IV.3.1	Définitions :.....	68
IV.3.2	Caractéristiques dimensionnelles des éléments constituant l'escalier :	69
IV.3.3	Conception d'une marche :	70
IV.3.4	Dimensionnement des cornières :	71
IV.3.5	Dimensionnement des limons :	72
IV.4	Conclusion.....	74

CHAPITRE V :

ETUDE DYNAMIQUE

V.1	Introduction.....	75
V.2	Modélisation de la structure étudiée.....	75
V.3	Méthode d'analyse modale spectrale.....	76
V.4	Résultante des forces sismiques de calcul.....	78
V.5	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	78
V.6	Résultat de l'analyse dynamique.....	81
V.6.1	Model initial.....	81
V.6.2	Model V1.....	82

SOMMAIRE

V.6.3	Model final.....	83
V.6.4	Estimation de l'effort sismique à la base de la structure.....	85
V.7	Vérification des conditions du facteur de comportement R	86
V.7.1	Justification des contreventements sous charges verticales.....	86
V.7.2	Justification des portiques sous charges horizontale.....	86
V.7.3	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	87
V.8	Conclusion	88

CHAPITRE VI :

VERIFICATION DE L'OSSATURE

VI.1	INTRODUCTION :.....	90
VI.2	VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES HEA550 :.....	91
VI.3	VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES HEA 320 :.....	92
VI.4	VERIFICATION DES POTEAUX :.....	94
VI.4.1	Procédure de calcul :.....	94
VI.4.2	Exemple de calcul :.....	96
VI.4.2.1	Poteaux HEA 800 (Entre sol -2) :.....	96
VI.4.2.2	Vérifications des Poteaux centraux :.....	100
VI.5	VERIFICATION DES CONTREVENTEMENTS.....	106
VI.5.1	Vérification des palées en (V) 2UPN380 sens (X-X) :.....	106
VI.5.2	Vérification des palées en (V) 2UPN400 sens (Y-Y) :.....	106
VI.6	Conclusion :.....	107

CHAPITRE VII :

CALCUL ET VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

VII.1	Introduction :.....	108
VII.2	Fonctionnement des assemblages.....	108
VII.3	Calcul des assemblages	108
VII.4	Les assemblages :.....	109
VII.4.1	Assemblage poteau-poteau :.....	109
VII.4.2	Assemblage poutre-solive :.....	113
VII.4.3	Assemblage poteau-poutre :.....	116
VII.4.4	Contreventement en V :.....	122
VII.4.5	Assemblage des trois barres de la stabilité en V :.....	124
VII.4.6	Pied de poteau :.....	126
VII.5	Conclusion :.....	131

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE FONDATION

VIII.1	Introduction :.....	132
VIII.2	Fonctions assurées par les fondations :.....	132
VIII.3	Classification des fondations :.....	132

SOMMAIRE

VIII.4	Calcul des fondations :	133
VIII.4.1	Semelle isolée :	133
VIII.4.2	Semelles filantes :	134
VIII.4.3	Radier général :	136
VIII.4.3.1	Introduction :	136
VIII.4.3.2	Surface nécessaire :	136
VIII.4.3.3	Pré dimensionnement de radier :	137
●	Condition de la flèche :	138
VIII.4.3.4	Caractéristiques géométriques du radier :	140
VIII.4.3.5	Vérifications Nécessaires :	140
VIII.4.4	Ferraillage de la dalle du radier :	144
VIII.4.5	Etude de la nervure :	147
VIII.4.6	Ferraillage des débords :	150
VIII.5	Conclusion :	151
	Conclusion générale	152

Liste des références

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Charge permanente du plancher terrasse	18
Tableau II. 2: Charge permanente du plancher showroom	19
Tableau II. 3: Charge permanente du plancher à usage de bureaux.....	20
Tableau II. 4: Coefficient de rugosité.....	24
Tableau II. 5: Coefficient topographique	24
Tableau II. 6: Coefficient Intensité de turbulence.....	25
Tableau II. 7: Coefficient d'exposition	25
Tableau II. 8: Tableau Récapitulatif.....	25
Tableau II. 9: Coefficient de rugosité.....	26
Tableau II. 10: Coefficient topographique	26
Tableau II. 11: Coefficient Intensité de turbulence.....	27
Tableau II. 12: Coefficient d'exposition	27
Tableau II. 13: Tableau Récapitulatif.....	27
Tableau III. 1: Caractéristiques du profile IPE200.....	30
Tableau III. 2: Caractéristiques du profile IPE 500.....	38
Tableau III. 3: Caractéristiques du profile IPE200.....	45
Tableau III. 4: Choix et vérifications des éléments du plancher courant.....	52
Tableau III. 5: Choix et vérifications des éléments du plancher showroom	53
Tableau III. 6: La charge permanente	54
Tableau III. 7: La charge d'exploitation	54
Tableau III. 8: La combinaison des charges.....	55
Tableau III. 9: Charge revenant au poteau central	56
Tableau III. 10: Choix des profilés finals.....	56
Tableau III. 11: La charge permanente	58
Tableau III. 12: La charge d'exploitation	59
Tableau III. 13: La combinaison des charges.....	59
Tableau III. 14: Charge revenant au poteau de rive	60
Tableau III. 15: Choix des profilés finals.....	60
Tableau III. 16: Caractéristiques du profile HEA 360.	61
Tableau IV. 1: Charge et surcharge.....	71
Tableau IV. 2: Charge et surcharge.....	72
Tableau V. 1: Facteur de qualité ³⁶	80
Tableau V. 2: Participation massique du model initial	81
Tableau V. 3: Participation massique du model V1	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 4: Participation massique du model final	84
Tableau V. 5: vérification des efforts V sur le sens X-X et Y-Y	85
Tableau V. 6: déplacements inter étage	86
Tableau V. 7: Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.	87
Tableau V. 8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	88
Tableau V. 9: Les sections et les profilés des éléments de model final.	89
Tableau VI. 1: Caractéristiques du profile HEA800.	96
Tableau VI. 2: Valeurs des K dans le sens (Z-Z)	100
Tableau VI. 3: Valeurs des K dans le sens (Y-Y)	101
Tableau VI. 4: Les résultats des efforts.	101
Tableau VI. 5: Les résultats du flambement	102
Tableau VI. 6: Les résultats du déversement	102
Tableau VI. 7: Les résultats des efforts.	103
Tableau VI. 8: Les résultats du flambement	103
Tableau VI. 9: Les résultats du déversement	104
Tableau VI. 10: Les résultats des efforts.	104
Tableau VI. 11: Les résultats du flambement	105
Tableau VI. 12: Les résultats du déversement	105
Tableau VII. 1: Classes des boulons	109
Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons	109
Tableau VIII. 1: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.	135
Tableau VIII. 2: Contraintes sous le radier à l'ELU.	143
Tableau VIII. 3: Contraintes sous le radier à l'ELS.	143
Tableau VIII. 4: Ferrailage des panneaux du radier.	145
Tableau VIII. 5: Vérification des contraintes à L' ELS	146
Tableau VIII. 6: Ferrailage des nervures sens x-x	147
Tableau VIII. 7: Ferrailage des nervures sens y-y	148
Tableau VIII. 8: Vérification des contraintes à L' ELS	148

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Schéma de la façade Ouest	2
Figure I. 2: Schéma de la façade Est	3
Figure I. 3: Plan de situation	3
Figure I. 4: Image en 3D du projet	4
Figure I. 5: Schéma de la coupe A-A	5
Figure I. 6: Plancher collaborant	6
Figure I. 7: Mur rideau	8
Figure I. 8: Les connecteurs	9
Figure I. 9: La tôle Hi-bond 55	9
Figure I. 10: Fonctionnement d'un boulon H.R	10
Figure I. 11: Fonctionnement d'un boulon OR	11
Figure I. 12: Fonctionnement du soudage	11
Figure I. 13: Diagramme des contraintes de déformations à ELU	13
Figure I. 14: Diagramme des contraintes de déformation ELS	14
Figure I. 15: Diagramme Contraintes-Déformations	14
Figure II. 1: La résine époxy	19
Figure II. 2: Composants du Plancher technique	20
Figure II. 3: direction du vent.....	22
Figure II. 4: Hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique...	24
Figure II. 5: Hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique...	26
Figure III. 1: Schéma des solives	29
Figure III. 2: Schéma statique de la solive la plus sollicitée	30
Figure III. 3: Largeur participante de la dalle.	34
Figure III. 4: Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement	36
Figure III. 5: Schéma statique de la poutre.	38
Figure III. 7: Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement	43
Figure III. 8: Schéma statique La poutre secondaire la plus sollicitée.....	45
Figure III. 9: Largeur participante de la dalle.	49
Figure III. 10: Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement	51
Figure III. 11: Poteau central (le plus sollicité).....	53
Figure III. 12: Poteau de rive (le plus sollicité).....	58
Figure IV. 1: Coupe verticale de l'acrotère	63
Figure IV. 2: Schéma statique de l'acrotère	64
Figure IV. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère	68
Figure IV. 4: Schéma 3D Un escalier	68
Figure IV. 5: coupe horizontale des Escaliers	69
Figure IV. 6: L'inclinaison de la paillasse	70
Figure IV. 7: Schéma statique	70
Figure IV. 8: schème de la conception d'une marche.....	70
Figure IV. 9: schème des évaluations des charges	73

LISTE DES FIGURES

Figure V. 1: Spectre de réponse.	77
Figure V. 2: Vue en 3D du model initial (pré dimensionnement).....	81
Figure V. 3: Vue en 3D du Model V1.....	82
Figure V. 4: Vue en 3D du Model final.	84
Figure VI. 1: Phénomène du flambement	90
Figure VI. 2: Phénomène de déversement	91
Figure VI. 3: La rigidité des barres.	95
Figure VI. 4: La rigidité du poteau HEA800 sens Z-Z et Y-Y.	96
Figure VII. 1: Assemblage poteau-poteau HEA800-HEA800.....	109
Figure VII. 2: Vérification de l'assemblage poteau-poteau	112
Figure VII. 3: assemblage poutre solive IPE300-HEA550	113
Figure VII. 4: Vérification d'assemblage solive-poutre.....	116
Figure VII. 5: Assemblage poteau-poutre HEA700- HEA550	118
Figure VII. 6: Vérification de l'assemblage poteau-poutre.....	121
Figure VII. 7: Vérification de l'assemblage au gousset	122
Figure VII. 8: Vérification de l'assemblage au gousset	124
Figure VII. 9: Assemblage de contreventement en V	124
Figure VII. 10: Vérification d'assemblage de contreventement en V (2UPN380).....	126
Figure VII. 11: Assemblage pied de poteau	127
Figure VII. 12: Vérification d'assemblage de pied de poteau.....	131
Figure VIII. 1: semelle isolée	133
Figure VIII. 2: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux	136
Figure VIII. 3: Contraintes sous le radier.	142
Figure VIII. 4: Dimensions du panneau le plus défavorable.	144
Figure VIII. 5: Dimensions du panneau le plus défavorable	147
Figure VIII. 6: Ferrailage des nervures dans le sens (x-x).	150
Figure VIII. 7: Ferrailage des nervures dans le sens (y-y)	150

LISTE DES SYMBOLES

- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{\min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{\text{réf}}$: Pression dynamique de référence.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.

LISTE DES SYMBOLES

- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.

LISTE DES SYMBOLES

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

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

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

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

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

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

Y : Position de l'axe neutre.

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

Introduction générale

La charpente métallique est en générale composée d'acier. Sa conception basée sur la distribution des efforts réclame une connaissance approfondie de la mise en œuvre des calculs de structures ; des normes de construction et de sécurité.

Ce type de structure, grâce à la solidité et la souplesse de l'acier, permet de grandes portées et donc une utilisation optimale de l'espace. Il autorise une grande liberté architecturale.

La structure métallique est recommandée pour tous types de bâtiments, qu'ils soient de stockage, industriels, bureau ou logement.

Pour cela, ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (3 entre sols +R+Mezzanine+4 Étages) en charpente métallique à usage multiple, située à BLIDA zone de forte sismicité.

Le travail a été partagé par chapitres après l'introduction générale :

- Le 1er chapitre : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques.
- Le 2ème chapitre : : Hypothèses des Charges
- Le 3ème chapitre : Pré dimensionnement des éléments résistants
- Le 4ème chapitre : Etude des éléments secondaires.
- Le 5ème chapitre : Etude dynamique.
- Le 6ème chapitre : Vérification de l'ossature
- Le 7ème chapitre : Calcul et vérification des assemblages
- Le 8ème chapitre : Etude de fondation.

Enfin, le travail a été achevé par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage
et Caractéristiques

I.1 INTRODUCTION

Dans le cadre de l'étude de ce projet, nous procédons à l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage multiple (showroom et bureaux), Ce dernier à une forme rectangulaire en plan, il est constitué de (03) entre sols, d'un RDC et Mezzanine et de quatre (04) étages.

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments principaux tels que, les poteaux, poutres, fondations... et le calcul des éléments secondaires « solive..... », ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme, (Voir schéma ci-dessous).

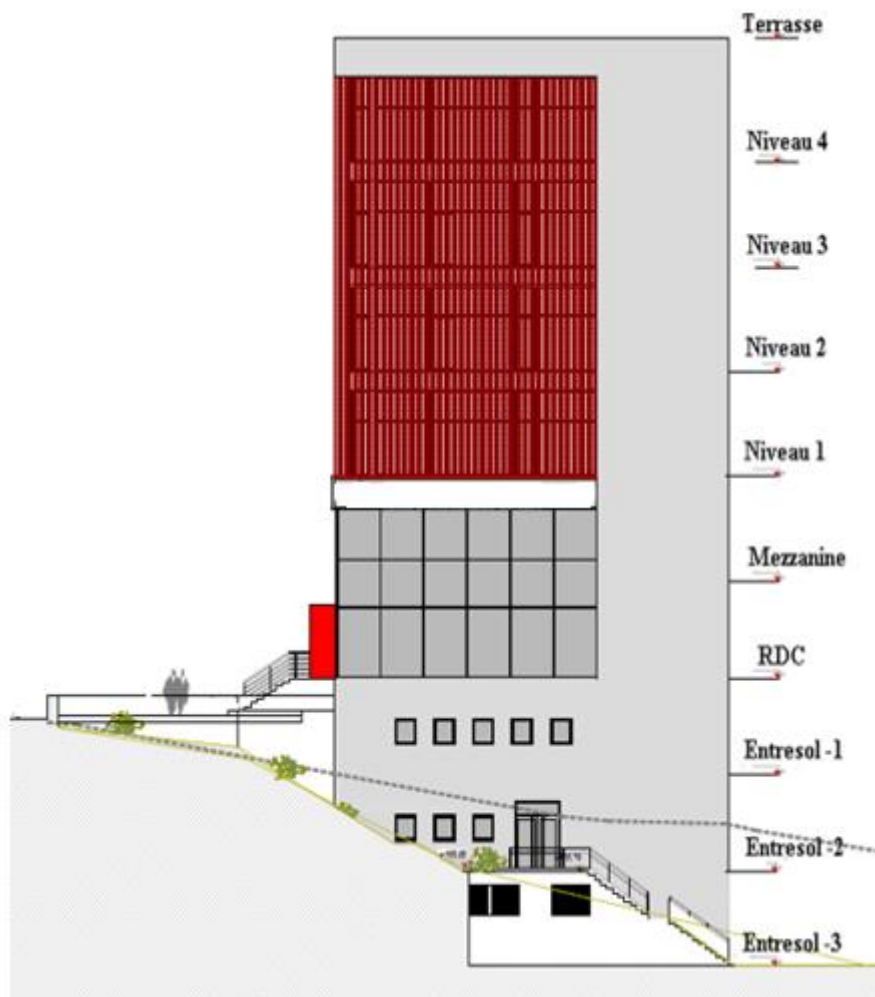


Figure I. 1: Schéma de la façade Ouest

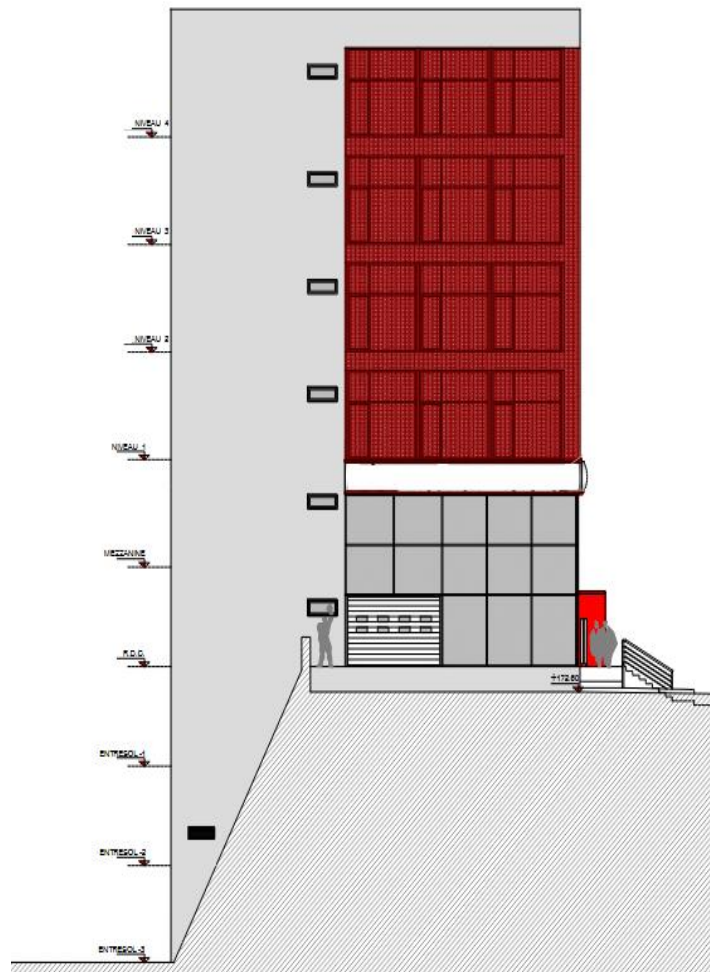


Figure I. 2: Schéma de la façade Est

A. Situation du projet

L'assiette du projet se situe à la wilaya de Blida, centre de ville.

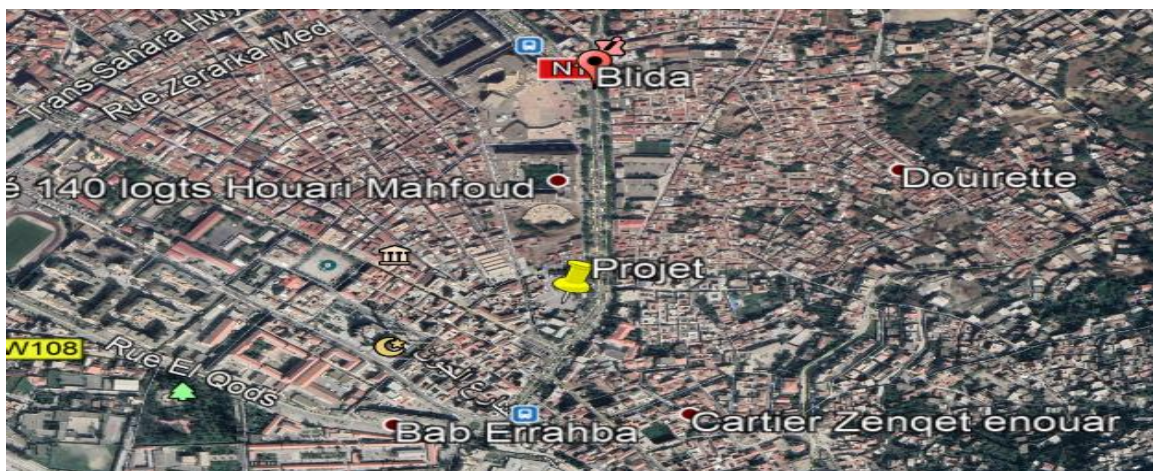


Figure I. 3: Plan de situation

B. Données géotechniques**• La sismicité**

- Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de BLIDA classer en zone séismique III (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien « R.P.A 99V2003 ».
- Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage d'importance moyenne, (groupe 2).
- La classification du site est S3 (site meuble).

• La morphologie du site

- Un terrain plat.
- L'altitude géographique est de 229 m.
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 2$ bars.

• Caractéristique climatique

Le climat est de type méditerranéen, caractérisé par un pluvieux et un été chaud et humide.

- Le vent : Zone I
- La neige : Zone A

C. Présentation de l'ouvrage

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé de 3 entresols, d'un RDC et Mezzanine de 4 étages. Tel que :

- L'RDC sera aménagé en showroom pour voitures.
- Du Mezzanine ,1er étage au 4^{eme} étage, et de l'entresol-3 à l'entresol -1 seront destinés pour des bureaux en open space.
- La terrasse est inaccessible.



Figure I. 4: Image en 3D du projet

● Les dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : 36.00 m
- Hauteur de l'entresol -3,-2,-1 : 4.00 m
- Hauteur du RDC : 4.00 m
- Hauteur d'étage courant : 4,00 m

● Les dimensions en plan

- Longueur totale : 51 m
- Largeur totale : 18,50 m
- Surface totale du bâtiment :943,5 m²

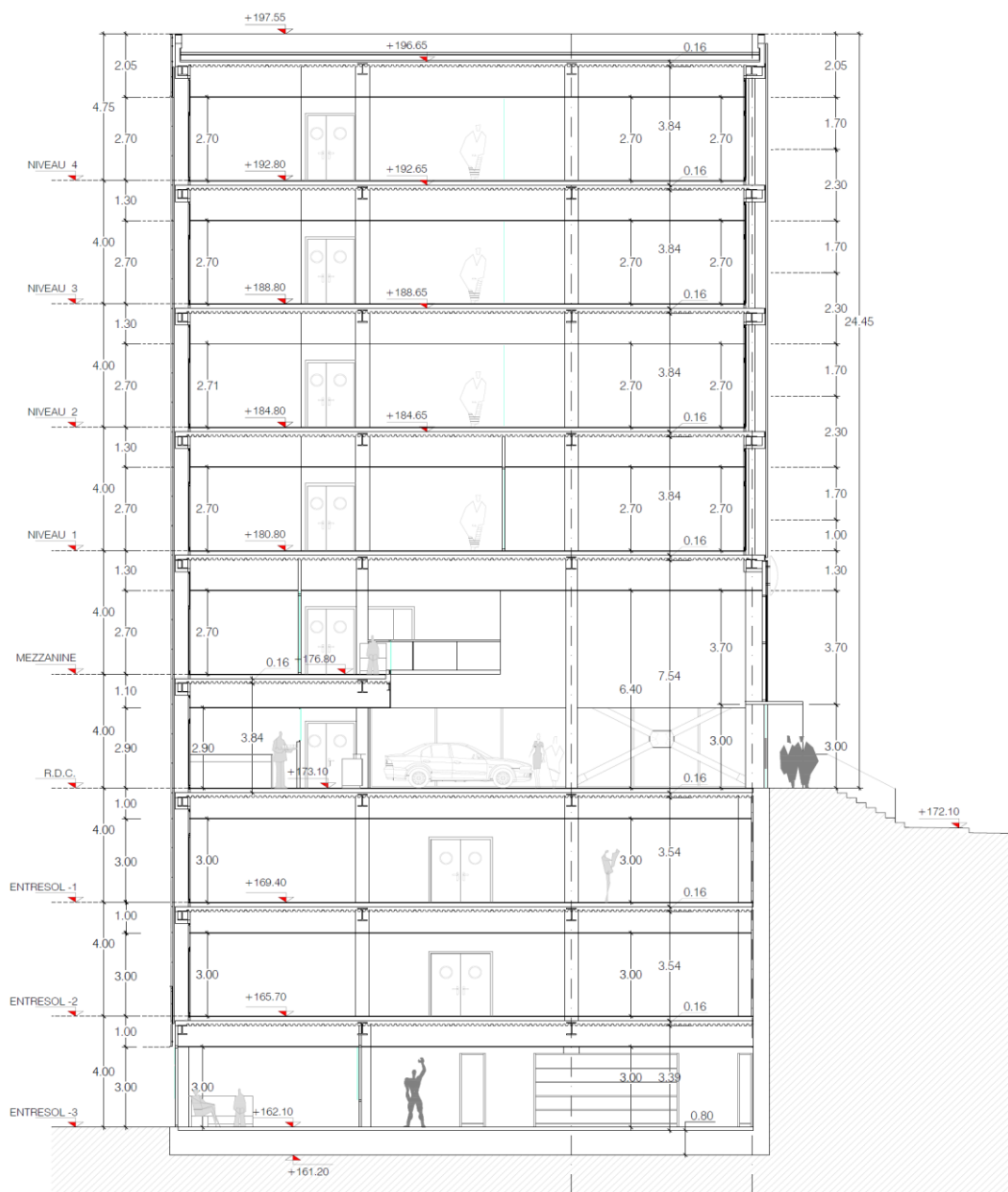


Figure I. 5: Schéma de la coupe A-A

D. Règlement utilisé

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

DTR-B.C2.2 : Charges permanentes et d'exploitation

EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton

EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003

BAEL : Béton armé aux états limites

Conception structurale

Notre structure est composée de poteaux, poutre, contreventement, plancher collaborant et des façades vitrées

La structure horizontale désigne les planchers courants, et terrasses.

Plancher

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

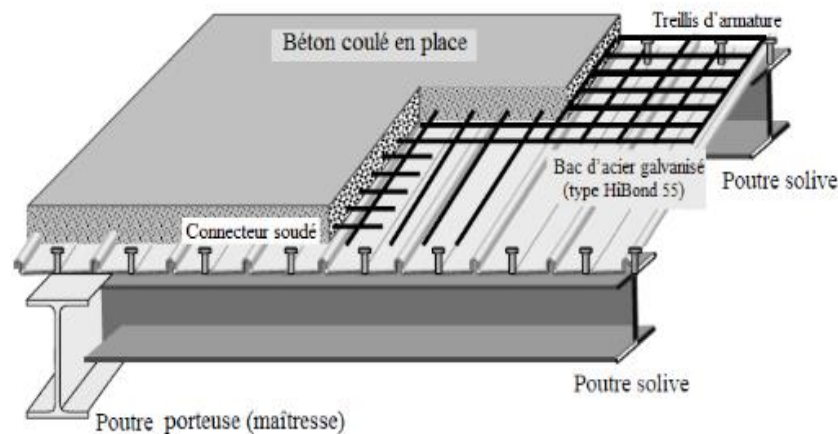


Figure I. 6: Plancher collaborant

Le rôle essentiel des plancher collaborant, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux. On utilisera dans notre projet des planches collaborant.

Les planchers collaborant sont des éléments structural, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de natures et propriété différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique le meilleur parti de cette association.

- Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression
- Des poutres en acier pour résister à l'effort de traction et à l'effort tranchant

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle, c'est le rôle de la conjonction. (1)

La structure verticale désigne les poteaux, les poutres les contreventements, les escaliers.

Poteaux

Ce sont des éléments en charpente métallique sont généralement des profilés HEA, HEB.

Poutres

Ce sont des éléments en charpente métallique sont généralement des profilés IPE, HEA. Il y a deux types des poutres (poutres principale, poutre secondaire)

Contreventement

Ce sont des éléments en charpente métallique qui assurent la stabilité de construction forme de X et V.

Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs. Dans notre projet on a utilisé les escaliers on charpente métallique.

Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

Ascenseurs

Appareil servant au transport vertical des personnes aux différents étages d'un immeuble.

E. Enveloppe extérieure

Le mur-rideau, est un mur façade légère non porteur caractérisé comme suit :

- Il est fixé sur la face externe de l'ossature porteuse du bâtiment (ou squelette).
- Son poids propre et la pression du vent est transmis à l'ossature par l'intermédiaire d'attaches.
- Il est formé d'éléments raccordés entre eux par des joints.



Figure I. 7: Mur rideau

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.

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

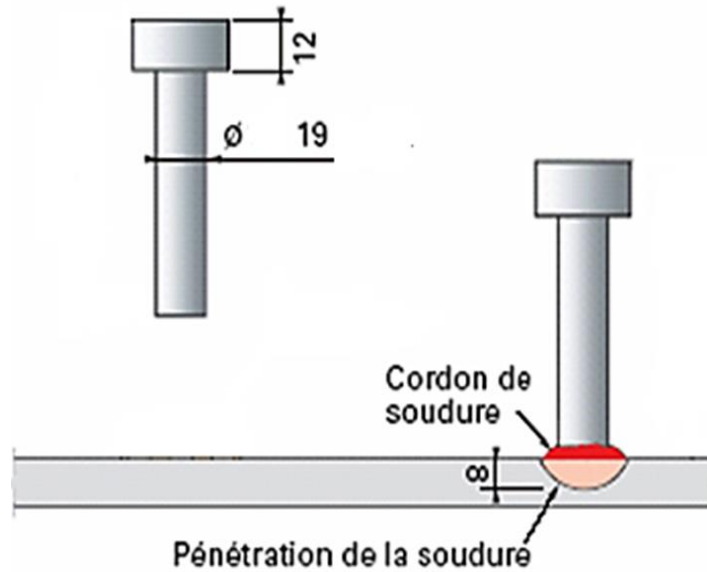


Figure I. 8: Les connecteurs

Bac d'acier

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

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

Le Hi-bond 55 utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

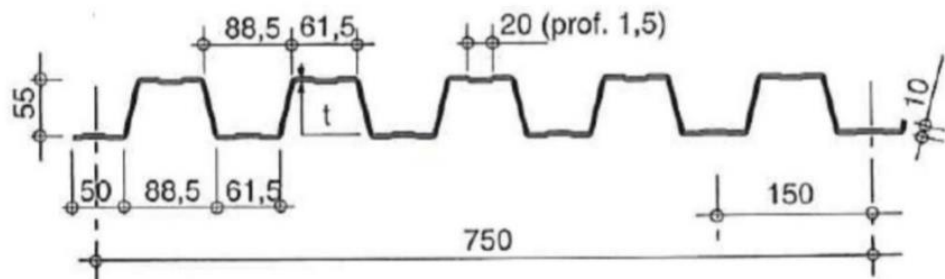


Figure I. 9: La tôle Hi-bond 55

B. Assemblage

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance H.R (éléments principaux), des boulons ordinaires (éléments secondaires) ainsi que la soudure.

- **Les boulons H.R**

Les boulons H.R à serrage contrôlé (H.R) permettent de réaliser des assemblages où les forces de frottement développées entre les surfaces à assembler s'opposent à l'effort de cisaillement appliqué.

Les forces de frottement sont obtenues en appliquant un effort de serrage (F_{pCd}) qui comprime les éléments assemblés comme l'illustre la figure. Pour ce type d'assemblage, il existe uniquement deux classes de boulons H.R à savoir, les boulons H.R 8.8 et H.R10.9. Ils sont utilisés dans les assemblages soumis à des sollicitations cycliques ou sismiques.

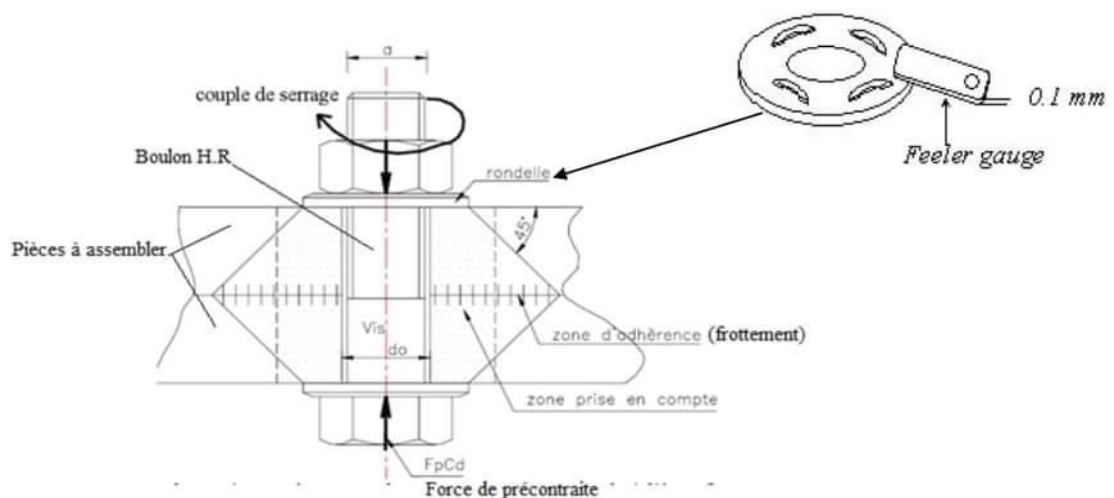


Figure I. 10: Fonctionnement d'un boulon H.R

- **Les boulons Ordinaire**

Accessoire de fixation ou d'assemblage composés d'une vis à tige filetée cylindrique munie d'une tête de serrage (v.... Têtes de boulons et de vis), associé à un écrou et éventuellement une rondelle. - Désigne aussi l'ensemble vis et écrou.

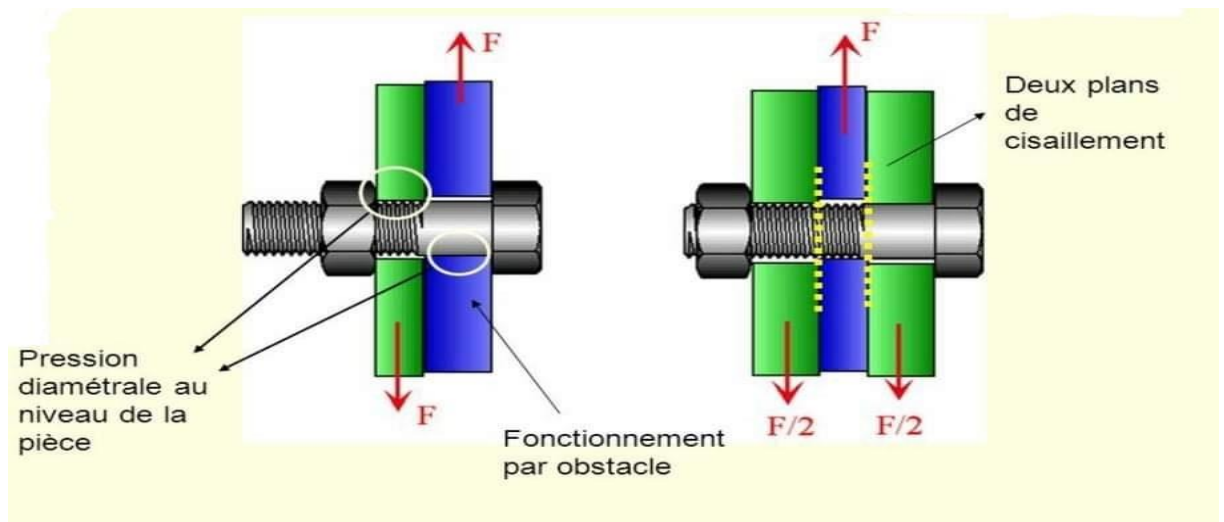


Figure I. 11: Fonctionnement d'un boulon OR

- **Le soudage**

Le soudage est une opération qui consiste à réunir deux ou plusieurs parties constitutives d'un assemblage, de manière à assurer la continuité entre les parties à assembler soit par fusion d'un métal d'apport qui considéré comme joint lié les parties du métal de base à assembler.

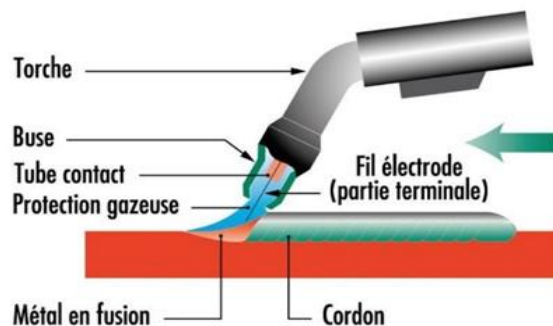


Figure I. 12: Fonctionnement du soudage

- **Fondations**

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Les fondations seront du type superficielles (isolé, filantes ou radier selon le rapport du sol et les charges de l'ouvrage).

I.2 Caractéristiques des matériaux

A. Composition du béton

I.2.1 Béton

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables de : ciment, granulats et l'eau.

La composition du béton et pour un béton C25/30 sera déterminée selon la granulométrie des agrégats utilisés.

a- Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28}=25\text{MPa}$. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

b- Résistance caractéristique à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais et est désignée par f_{t28} .

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :
 $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

Pour tout l'ouvrage on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28}=25\text{MPa} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale

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

Module de déformation instantanée

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

$$E_{iv} = 11000\sqrt{f_{c28}} \text{ d'où } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPA}$$

Module de déformation différée

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{if} = 3700\sqrt{f_{c28}} \text{ d'où } E_{i28} = 10818.9 \text{ MPA}$$

E- Contrainte limites

Un état limite est un état dans lequel toute modification dans le sens défavorable de la sollicitation entraîne un arrêt de justification d'un critère donné, on distingue :

a. Les états limites de service ELU

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage est dit en ruine. Il ne vérifie plus l'un au moins des trois critères suivants :

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

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par

$$\delta b u = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $\gamma_b =$ Coefficient de sécurité
- $\gamma_b = 1.5$ Cas des actions courantes.
- $\gamma_b = 1.15$ Cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant fluage du béton.

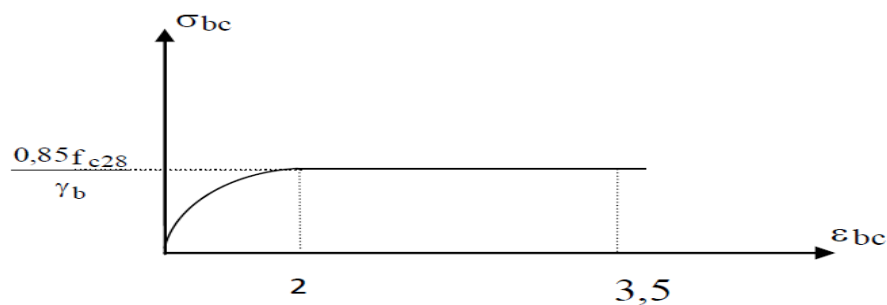


Figure I. 13: Diagramme des contraintes de déformations à ELU

b. Les états limites de service ELS

C'est un état au-delà lequel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\delta_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

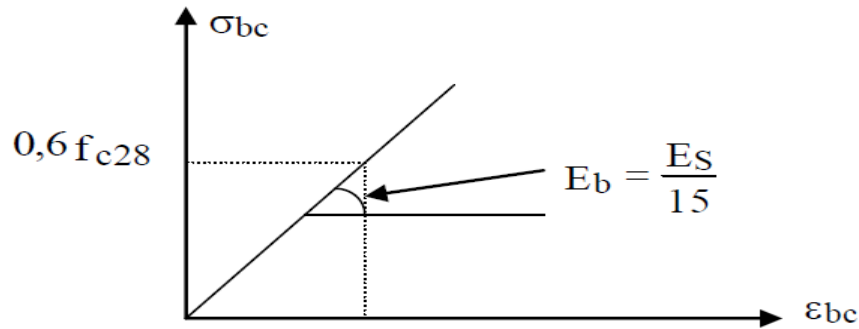


Figure I. 14: Diagramme des contraintes de déformation ELS

I.2.2 Acier

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

A -Acier de béton

- Haute adhérence (H.A) : FeE400
- Treillis soudée (T.5) : TLE52, $\phi = 6\text{mm}$ pour les dalles

A- 1 Contraintes limites de l'acier

a. Etat limite ultime ELU

- δ_s : Contrainte de l'acier $\delta_s = f_e / \gamma_s$
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :
- $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes
- $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles
- ϵ_s : Allongement de l'acier $\epsilon_s = \Delta L / L$

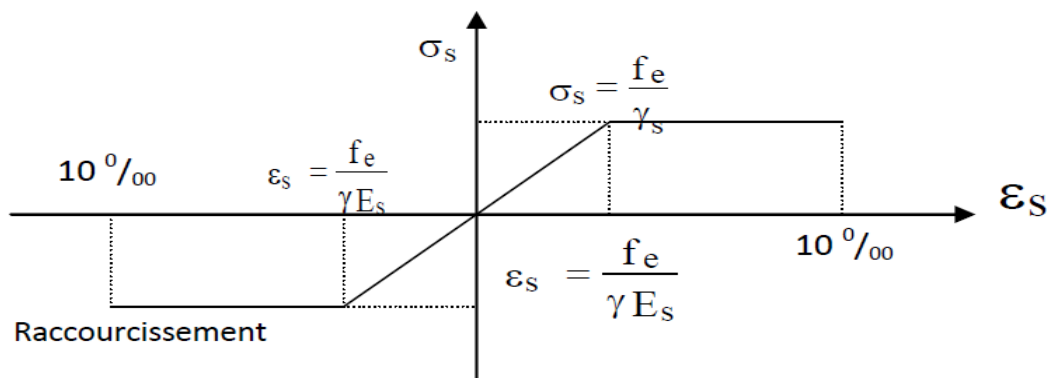


Figure I. 15: Diagramme Contraintes-Déformations

Etats limites de services ELS

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable $\delta s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right]$

Fissuration très préjudiciable $\delta s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 110 \eta \right]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses

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

b. Module d'élasticité d'acier sera pris égale à : $E = 210000$ MPa.

B- Acier de charpente métallique

Les différences caractéristiques mécaniques des aciers de charpente métallique sont les suivants :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \times 10^5$ MPa
- Coefficient de poisson $\mu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale $G = 8.1 \times 10^4$ MPa
- Masse volumique de l'acier $\gamma = 7850$ daN/m³
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité

L'ossature métallique S275 ; $f_y = 275$ N/mm²

Boulon ordinaire

- Boulons de charpente (4.6) $f_{ub} = 400$ N/mm²
- Boulons de charpente (5.6) $f_{ub} = 500$ N/mm²

Boulons à haute résistance

- H.R (8.8) = $f_{ub} = 800$ N/mm²
- H.R (10.9) = $f_{ub} = 1000$ N/mm²

I.3 Conclusion

Dans ce chapitre, le projet 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.

Chapitre II :
Hypothèses des Charges

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différentes hypothèses de calcul des structures en acier ainsi que les charges agissantes sur la charpente. En effet, les charges que subit cette dernière dépendent des données générales suivantes :

- les charges permanentes.
- les charges d'exploitation
- les surcharges climatiques : charges du vent, neige

Ces derniers influencent énormément la stabilité de l'ouvrage, pour cela des normes qui fixent les valeurs des charges ont été établies, et sont inscrites dans le règlement technique DTR B.C. 2.2(charges et surcharges).

On procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent RNV99 version 2013.

II.2 Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible, qui se support par des charges, d'exploitation et permanente. Se plancher est soumis à son poids propre plus la charge du système d'étanchéité.

- Etanchéité :

Acriflex X-Pro Produit d'étanchéité liquide prêt à l'usage avec des résines élastomères et des fibres très élastiques, résistant aux stagnations d'eau. Le produit est très simple à appliquer au rouleau et il est flexible aux basses températures, résistant à la fissuration.

- Epaisseur de la dalle : (plancher collaborant) :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système des poutres principales, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

- **Condition de résistance au feu :**

Les règles suivantes s'appliquent pour le calcul de la résistance au feu normalisé de dalles mixtes en béton avec tôle profilée en acier et armatures, simplement appuyées ou continues.

Cette méthode ne s'applique qu'à des tôles d'acier directement exposées au feu sans aucune protection, et à des dalles mixtes sans protection entre la dalle et la chape.w L'épaisseur efficace heff est donnée par la formule suivante :

Pour :

[2] Partie 1-2 (4.3.1.2)

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{55}{105} = 0.52 \leq 1.5 \text{ et } h_1 = 105 > 40 \text{ mm}$$

Donc :

$$h_{eff} = h_1 + 0.5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$$

$$h_{eff} = 105 + 0.5 \times 55 \left(\frac{88.5 + 61.5}{88.5 + 61.5} \right) = 132,5 \text{ mm}$$

On opte pour $h_{eff} = 15 \text{ cm}$ une résistance au feu R120 mn, selon la Fiche technique.

- **Charge permanente :**

Tableau II. 1: Charge permanente du plancher terrasse

Composants	Charge G [kN/m ²]
Etanchéité Acriflex X-Pro	0.02
Forme de pente (5 cm)	1.11
Isolation thermique (4 cm)	0.16
Dalle en béton arme eff (15 cm)	3.75
Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2 cm)	0.15
Climatisation	0.4
Faux plafond	0.3
Total	5,89

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation Q pour une terrasse inaccessible : **Q = 1.00 kN/m²**. [1] 7.3.3

II.3 Plancher showroom :

- **Revêtement :**

Le Flowcoat SF 41 est un revêtement filmogène époxy, non solvanté à hautes résistances mécaniques et chimiques.

-finition très fermée

- Anti-dérapance adaptable.

-Une gamme de couleur large de choix.

- Applicable directement sur un béton propre.



Figure II. 1: La résine époxy

- Epaisseur de la dalle :

On a choisi pour $e = 15$ cm une résistance au feu R120 mn, selon la Fiche technique.

- Charge permanente :

Tableau II. 2: Charge permanente du plancher showroom

Composants	Charge G [kN/m ²]
Résine époxydique - Flowcoat SF 41 -	0.012
Dalle en béton armé eff (15 cm)	3.75
Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2 cm)	0.15
Climatisation	0.4
Faux plafond	0.3
Cloisonnement	0.1
Total	4.71

- Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation Q pour le showroom : $Q = 3.5$ kN/m² [1] Tableau 7.1

II.4 Plancher courant (usage bureaux) :

- Revêtement :

Pour ces plancher on a opté pour le plancher technique PT38.

Ce type de plancher est surélevé à travers des vérins réglables en hauteur et collés sur le béton. Ils sont reliés entre eux et stabilisés par des traverses de renfort, on pose dessus des dalles de 600*600 mm et d'une épaisseur de 38 mm en bois aggloméré, elles sont entièrement enrobées d'une tôle galvanisée de 0.5 mm.

Le poids d'une seule dalle est de 10 kg, et a une capacité portante importante.

Le vide situé entre le plancher et le sol de base autorise l'installation de nombreux réseaux modernes (électricité, téléphonie, communication, fibre optique, etc...).



Figure II. 2: Composants du Plancher technique

- Epaisseur de la dalle :

On a choisi pour $e = 15$ cm une résistance au feu R120 mn, solen la **Fiche technique**.

- Charge permanente :

Tableau II. 3: Charge permanente du plancher à usage de bureaux

Composants	Charge G [kN/m ²]
Plancher technique PT38	0.5
Dalle en béton arme eff (15 cm)	3.75
Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2 cm)	0.15
Climatisation	0.4
Faux plafond	0.3
Cloisonnement	0.1
Total	5.20

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation Q pour les planchers bureaux : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$. [1] Tableau7.1

II.5 L'effet de la neige :

II.5.1 Introduction

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Pour cela on a le règlement RNV 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 229 m.

II.5.2 Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_K [\text{kN/m}^2] \quad (\text{\S}3.1.1. [5])$$

- S_K : est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme. on a une toiture d'une pente de 0%.

Le bâtiment étudié est située à Blida, qui correspond à la zone A Selon la classification de [5].

La valeur de S_K est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_K = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \quad (\text{\S}4.2. [5])$$

$$S_K = 0,3103 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Avec : } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad ; \quad \mu = 0,8 \quad (\text{Tableau 6.2. Tableau. [5]})$$

$$S = 0,24824 \text{ kN/m}^2$$

II.6 Action du vent :

II.6.1 Introduction

Le vent est un phénomène vibratoire mettant la structure en mouvement. L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul se fera à la base du règlement Algérien RNV2013 pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

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.

II.6.2 Données relatives au site : (Tab2.4. [5]) Tableau 2.2.[5])

- Catégorie du terrain IV
- Zone du vent I
- la pression dynamique de référence pour une structure permanente

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

- Le facteur du terrain $K_T = 0.234$
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 1 \text{ m}$
- Hauteur minimale $Z_{\text{min}} = 10 \text{ m}$
- Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique $C_d \xi = 0.67$
- Coefficient topographie $C_t(Z) = 1$

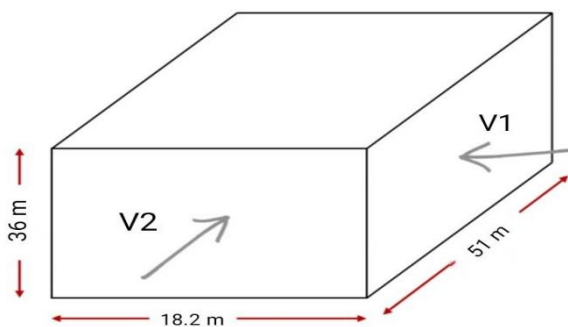


Figure II. 3: direction du vent.

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade arrière. $\begin{cases} h = 36 \text{ m} \\ b = 51 \text{ m} \end{cases}$
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade arrière. $\begin{cases} h = 36 \text{ m} \\ b = 18.5 \text{ m} \end{cases}$

II.6.3 La pression dynamique du vent q d y n [RNV 2013] :

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de la structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple (la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelé maître-couple) en éléments de surface « i » horizontaux.

La pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z) = q_{réf} \times C_e(Z) \quad (2.1. .[5])$$

Où :

$C_e(Z)$: Coefficient d'exposition au vent, il tien compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent, vu que notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient est donné par la formule suivante :

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

Sachant que :

$C_r(Z)$: Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique et donnée par l'équation 2.3.

$I_v(Z)$: L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et donnée par l'équation 2.5 a et b.

Les coefficients est donné par les formules suivants :

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) & \text{pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \text{Ln} \frac{Z}{Z_0}} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \text{Ln} \frac{Z_{min}}{Z_0}} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

●Direction V1 :

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

- ✓ $h = 36 \text{ m}$; $b = 51 \text{ m}$.
- ✓ La hauteur de référence est : $h < b$

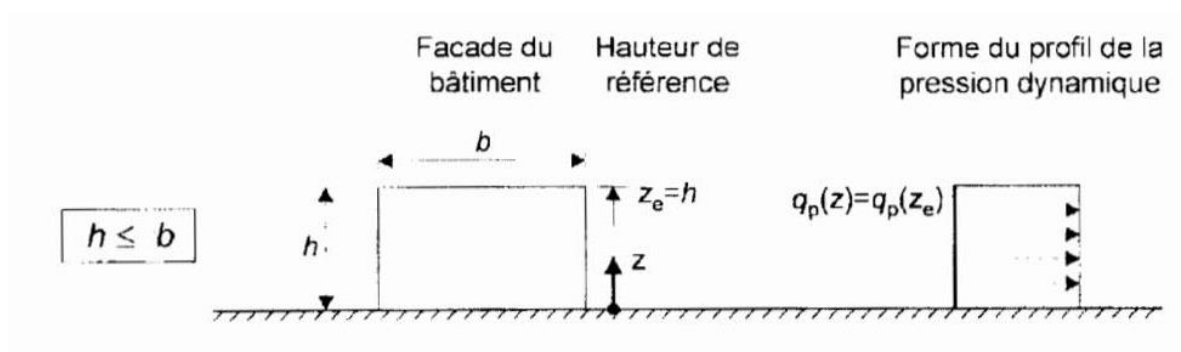


Figure II. 4: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

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

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Tableau II. 4: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 36	36	0,838

b- Coefficient de topographie

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

Tableau II. 5: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 36	36	1

c- Intensité de turbulence

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln \frac{Z}{Z_0}} \text{ pour } Z > Z_{min}$$

Tableau II. 6: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 36	36	0,279

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau II. 7: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 36	36	2,474

Tableau II. 8: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 36	36	0,838	1	0,279	2,474	927,75

•Direction V2 :

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

✓ h = 36 m ; b = 18,5 m.

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

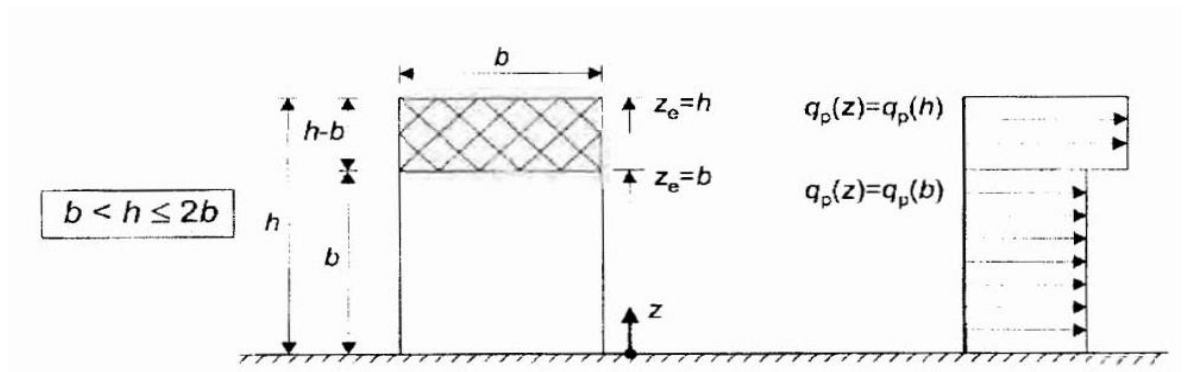


Figure II. 5: Hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique

Pression dynamique de pointe

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

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

e- Coefficient de rugosité

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Tableau II. 9: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 18,5	18,5	0,682
De 18,5 à 36	36	0,838

f- Coefficient de topographie

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

Tableau II. 10: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 18,5	18,5	1
De 18,5 à 36	36	1

g- Intensité de turbulence

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

Tableau II. 11: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 18,5	18,5	0,342
De 18,5 à 36	36	0,279

h- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau II. 12: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 18,5	18,5	2,314
De 18,5 à 36	36	2,474

Tableau II. 13: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 18,5	18.5	0,682	1	0,342	2,314	867,75
De 18,5 à 36	36	0,838	1	0,279	2,474	927,75

$$q_p(36) = 927.75 \text{ N/m}^2 = 1703.349 \text{ KN}$$

$$q_p(18.5) = 867.75 \text{ N/m}^2 = 577.921 \text{ KN}$$

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux...).

Chapitre III :
***PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
RESISTANTS***

III.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le DTR2.2, EC3, EC4. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

III.2 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment. Ils s'appuient avec ou sans continuités sur les éléments porteurs (poteaux et poutres...).

Notre structure contient des planchers mixtes.

III.2.1 Méthode de calcul :

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

- Les éléments constituant un plancher mixte :
 - ✓ Solives.
 - ✓ Poutre principale.
 - ✓ Poutre secondaire.
 - ✓ Des connecteurs.
 - ✓ ● Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :
 - ✓ Phase de construction
 - ✓ Phase finale

- Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

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

- Phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation finition

● Largeur de la dalle effective :

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

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

III.2.2 Plancher terrasse :

III.2.2.1 Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles métalliques ; généralement des profilés en IPE, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4 m selon le type de bac d'acier utilisé. Leur rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres principales.

Le pré dimensionnement des solives se fait selon le critère de résistance et le critère de flèche.

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

La solive la plus sollicitée à une portée de 6.5m et un espacement de 2.52 m.

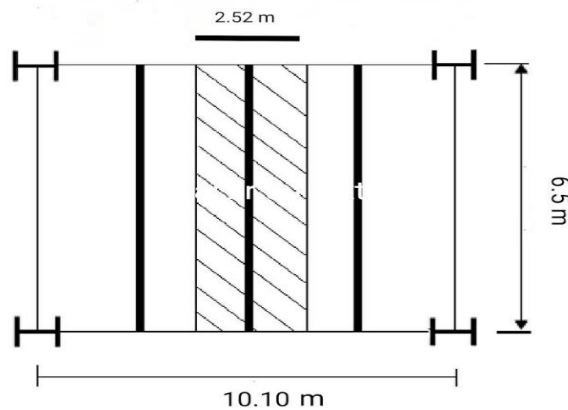


Figure III. 1: Schéma des solives

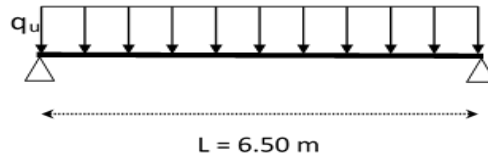


Figure III. 2: Schéma statique de la solive la plus sollicitée

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étaieiment placé à mi-travée.

Donc : L=3.25 m

$$\frac{3250}{25} < h < \frac{3250}{15}$$

$$130 \text{ mm} < h < 216.67 \text{ mm}$$

On prend un **IPE 200**.

Tableau III. 1: Caractéristiques du profile IPE200.

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	A _{VZ} cm ²	i _y cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	5.6	8.5	12	1943	220.6	194.3	14.0	8.26	2.24

A. Phase de construction :

- ✓ Poids P du profile (IPE200) $g_p = 0,224 \text{ KN /ml}$
- ✓ Poids P 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 $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

1. Combinaisons de charge :

• ELU :

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,224 + (3,75 + 0,15) \times 2,52) + 1,5 \times 0,75 \times 2,52$$

$$q_u = 16,40 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = g_p + ((G_b + g) \times e) + Q_c \times e$$

$$q_s = 0,224 + (2,97 + 0,12 + 0,75) \times 2,52$$

$$q_s = 11,94 \text{ KN/ml}$$

2. Vérification :

- La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times w_{ply} \quad [3] \text{ 6.13}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,40 \times 3,25^2}{8} = 21,65 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

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

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{21,65}{55,15} = 0,39$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

- Effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad [3] \text{ 6.18}$$

Avec : $V_{pl,rd}$: effort tranchant.

A_v : aire de cisaillement

$$A_v = 14 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 14 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 202,07 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,40 \times 3,25}{2} = 26,65 \text{ KN.m}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \rightarrow \text{vérifiée} \quad r = 0,13$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 101,04 \text{ KN} > V_{sd}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. [3] §6.2.8
(4)

• **La rigidité :**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_s = 11.94 \text{ KN/ml}$$

$$L = 3.25 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 11.94 \times (3250)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 4.25 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3250}{250} = 13 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 4.25 \text{ mm} \leq \bar{f} = 13 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = 0.32$$

• **Déversement :**

Il faut vérifier que : $M_{b,rd} > M_{sd}$

M_{sd} : C'est le moment appliqué $M_{sd} = 21.65 \text{ KN.m}$

$M_{b,rd}$: La résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement en déversement.

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_W \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} < 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{c_1 \times \left(\frac{K}{k_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f}\right)^2}}^{0.25}$$

Avec :

$$c_1 = 1.132$$

L : longueur de déversement $\Rightarrow L = 3.25 \text{ m}$

$$\lambda_{LT} = 86.39$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.12$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2)) + \overline{\lambda}_{LT}^2$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad \text{Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1.22$$

$$X_{LT} = 0.58$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.58 \times 1 \times 275 \times 10^{-3} \times 220.6}{1.1} = 31.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 21.65 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 31.98 \text{ KN.m}$$

Donc la condition de déversement est vérifiée.

B. Phase finale :

- ✓ Poids du profile (IPE200) $g_p = 0,224 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge permanente $G_t = 5.89 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge de la neige $S_n = 0.24824 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 2.52 m.

1. Combinaisons de charge :

• ELU :

$$q_u = 1.35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1.5 \times e \times (S_n + Q_c)$$

$$q_u = 1.35 \times (0.224 + (5.89 \times 2.52)) + 1.5 \times 2.52 \times (0.24824 + 1)$$

$$q_u = 25.05 \text{ KN/ml}$$

• ELS

$$q_s = g_p + (G_t \times e) + (Q_c + S_n) \times e$$

$$q_s = 0,224 + (5.89 \times 2.52) + (1 + 0.24824) \times 2.52$$

$$q_s = 18.21 \text{ KN/ml}$$

Largeur de la dalle :

L : longueur libre d'une poutre simplement appuyée.

b : Entraxe entre les poutres.

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2 \times L_0}{8}, \frac{2 \times 6.5}{8}, b \right\} \quad b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2 \times 6.5}{8}, 1.62 \text{ m}, 2.52 \text{ m} \right\}$$

$$b_{eff} = 1.62 \text{ m}$$

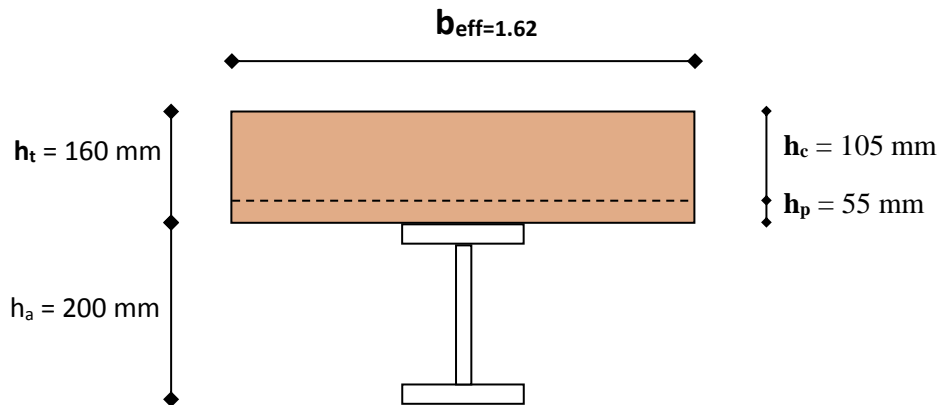


Figure III. 3: Largeur participante de la dalle.

• Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ N/m}^2$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times 25 \times 1620 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 2423.92 \text{ KN}$$

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

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 28.5 \times 10^{-1}$$

$$R_{acier} = 744.56 \text{ KN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{acier}$$

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

$$M_{plrd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{b\acute{e}ton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

2. Vérifications :

• la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{25.05 \times 6.5^2}{8} = 132.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 744.56 \times 10^{-3} \times \left[\frac{200}{2} + 105 + 55 - \left(\frac{744.56}{2423.92} \times \frac{105}{2} \right) \right] = 181.57 \text{ kNm}$$

Donc la flexion est vérifiée $r = 0.72$

• l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{25.05 \times 6.5}{2} = 81.41 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma M_o} = \frac{275 \times 14 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 202.07 \text{ kN}$$

[3] 6.18

Donc l'effort tranchant est vérifié $r = 0.40$

$$0.5V_{plrd} = 101.04 \text{ kN} > V_{sd}$$

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 :

$$f^{max} = f^i + f^f$$

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

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{2848}{1620 \times 105} = 0.016$$

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

$$I_c = \frac{2850 \times (105 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.016)} + \frac{1620 \times 105^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$= 12880.85 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f^f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 18.21 \times 6500^4}{384 \times 2.1 \times 12880.85 \times 10^4} = 15.64 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6500}{250} = 26 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 4.25 + 15.64 = 19.89 \text{ mm} < \bar{f} = 26 \text{ mm}$$

Donc la rigidité est vérifié $r = 0.76$

• Déversement :

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

C. Calcul des connecteurs (connexion totale) :

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

Détermination de Prd

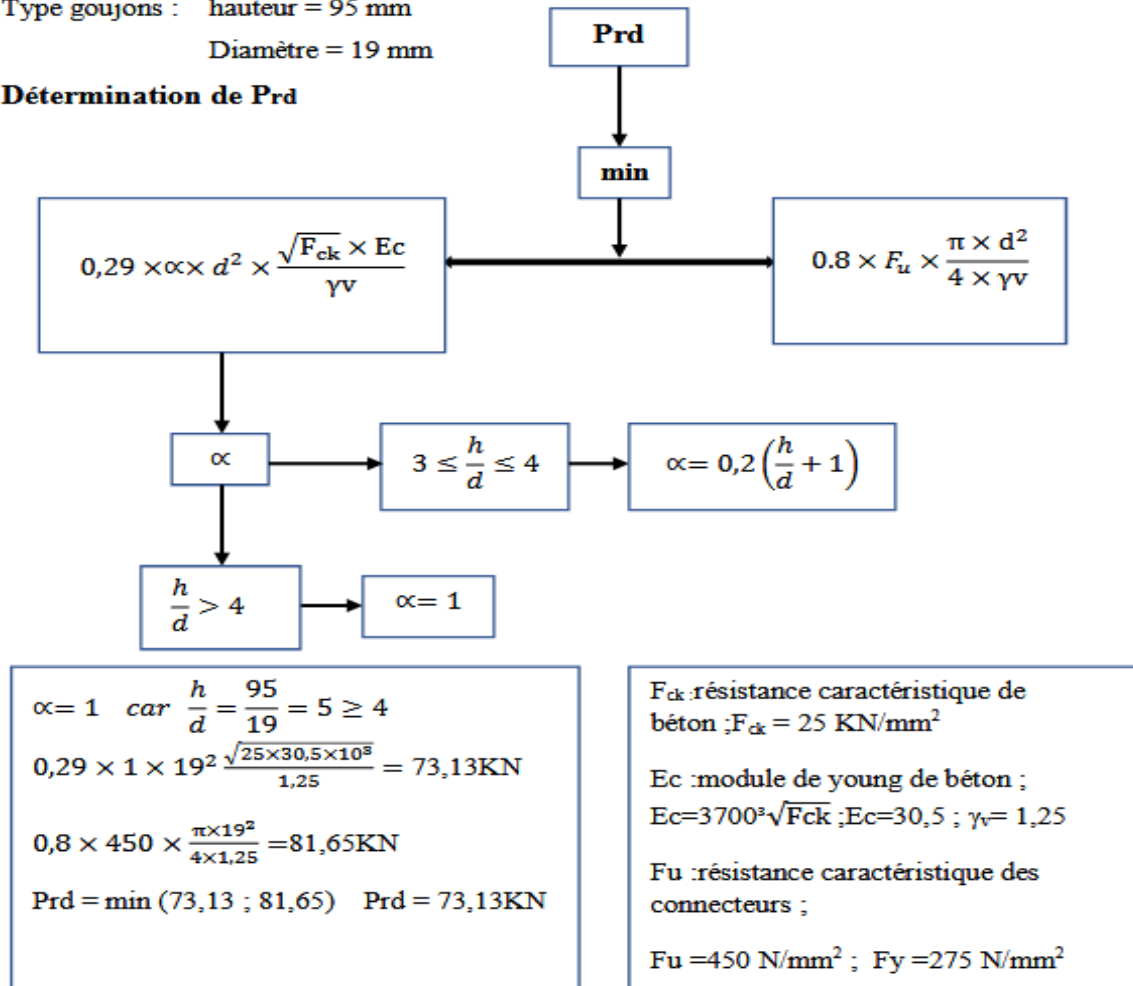


Figure III. 4: Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement

K_t : coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac d'acier.

$N_r = 1$, nombre de goujon par nervure

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

Avec : $b_0 = 88.5 \text{mm}$; $h_p = 55 \text{mm}$; $h_{sc} = 95 \text{mm}$

$$K_t = 0.7 \times \sqrt{N_r} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad [2] \text{ 6.16}$$

$$K_t = 0.7 \times \sqrt{1} \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right)$$

$$K_t = 0.82 < 1$$

$$P_{rd} = K_t \times P_{rd}$$

$$P_{rd} = 0.82 \times 73.13$$

$$P_{rd} = 59.96 \text{ KN}$$

▪ **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 :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(2423.92; 744.56) = 744.56 \text{ KN}$$

▪ **Nombre des connecteurs (par demi-portée) :**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744.56}{59.96} = 12.41$$

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

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

$$E_{min} > 5 \times d \quad ; \quad E_{max} > 6 \times h_{sc}$$

$$Esp = \frac{6500}{26 - 1} = 260 \text{ mm}$$

$$E_{min} \leq Esp \leq E_{max}$$

$$95 \leq 260 \leq 570$$

On opte un $Esp = 300 \text{ mm}$

III.2.2.2 Pré dimensionnement des poutres principales :

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

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

La poutre la plus sollicitée a une longueur $L= 10.10 \text{ m}$.

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

$$\frac{10100}{25} \leq H \leq \frac{10100}{15}$$

$$404 \text{ mm} < H < 673 \text{ mm}$$

On opte : $H = 500 \text{ mm}$

On choisit un IPE 500

Tableau III. 2: Caractéristiques du profile IPE 500.

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm
IPE500	90.7	115.5	500	200	10.2	16	21	48200	2194	1928	59.87	20.43	4.31

A. Phase construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- ✓ Poids du profile (IPE500) $g_p = 0,907 \text{ KN /ml}$
- ✓ Poids 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 $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Calcul des réactions des solives :

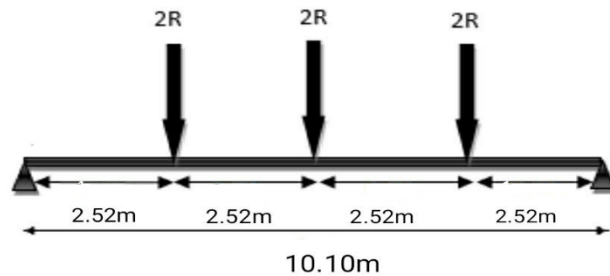


Figure III. 5: Schéma statique de la poutre.

ELS:

$$R = \frac{11.94 \times 6.5}{2} + \frac{11.94 \times 5.6}{2} = 72.23kN$$

ELU:

$$R = \frac{16.40 \times 6.5}{2} + \frac{16.40 \times 5.6}{2} = 99.22kN$$

$$R_u = R1+R2 = 99.22KN$$

$$R_s = R1+R2 = 72.23KN$$

$$R_u = R3+R4 = 99.22KN$$

$$R_s = R3+R4 = 72.23KN$$

$$R_u = R5+R6 = 99.22KN$$

$$R_s = R5+R6 = 72.23KN$$

1. Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1.35 \times [0.907 + (3.75 + 0.15) \times 0.20] + 1.5 \times [0.75 \times 0.20]$$

$$q_u = 2.50 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = [0.907 + (3.75 + 0.15) \times 0.20] + [0.75 \times 0.20]$$

$$q_s = 1.83 \text{ kN/ml}$$

2. Vérifications :**• Vérification de la flexion $M_{sd} \leq M_{plrd}$:**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + [(V_A \times L/2) - (R_u \times e)]$$

$$M_{sd} = \frac{2.50 \times (10.10)^2}{8} + [(148.88 \times 5.05) - (99.22 \times 2.52)] = 533.68 \text{ kNm}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{2194 \times 275}{1.1} = 548.5 \text{ kN} \quad [3] \text{ 6.13}$$

Donc la flexion est vérifiée $r = 0.97$ **• Vérification de l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{plrd}$**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_U = \frac{2.50 \times 10.10}{2} + 99.22 = 111.84 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{275 \times 59.87 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 864.14 \text{ kN} \quad [3] \text{ 6.18}$$

$$f^{max} = 0.87 + 0.015 + 4.69 = 5.57 \text{ mm} < \bar{f} = 40.4 \text{ mm}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 432.07 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. [3] §6.2.8 (4)

• la rigidité :

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times (L/2)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.83 \times (10100/2)^4}{384 \times 2.1 \times 48200 \times 10^9} = 0.15 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times (L/2)^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 72.23 \times (10100/2)^3 \times 10^3}{384 \times 2.1 \times 48200 \times 10^9} = 4.54 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{10100/2}{250} = 20.2 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0.15 + 4.54 = 4.64 \text{ mm} < \bar{f} = 40.4 \text{ mm}$$

Donc la rigidité est vérifiée $r = 0.11$

• **Vérification au déversement $M_{sd} \leq M_{brd}$:**

La poutre est maintenue latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenue par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

B. Phase finale :

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

- ✓ Poids P du profile (IPE500) $g_p = 0,907 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge permanente $G_t = 5.89 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Sur charge d'exploitation $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$

Calcul des réactions des solives :

ELS:

$$R = \frac{18.21 \times 6.5}{2} + \frac{18.21 \times 5.6}{2} = 110.17 \text{ KN}$$

ELU:

$$R = \frac{25.05 \times 6.5}{2} + \frac{25.05 \times 5.6}{2} = 151.55 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 151.55 \text{ KN}$$

$$R_s = R_1 + R_2 = 110.17 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 151.55 \text{ KN}$$

$$R_s = R_3 + R_4 = 110.17 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 151.55 \text{ KN}$$

$$R_s = R_5 + R_6 = 110.17 \text{ KN}$$

1. Combinaison de charge

• ELU :

$$q_u = 1.35 \times (g_p + (G_t \times b_s)) + 1.5 \times b_s \times (+Q_c)$$

$$q_u = 1.35 \times (0.907 + (5.89 \times 0.2)) + 1.5 \times (0.2 \times 1)$$

$$q_u = 3.11 \text{ KN/ml}$$

• ELS

$$q_s = g_p + (G_t \times b_s) + (Q_c \times b_s)$$

$$q_s = 0.907 + (5.89 \times 0.2) + (1 \times 0.2)$$

$$q_s = 2.28 \text{ KN/ml}$$

Largeur de la dalle :

L : longueur libre d'une poutre simplement appuie.

b : Entraxe entre les poutres.

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2 \times L_0}{8}, \frac{2 \times 10.10}{8}, b \right\} \quad b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2.52}{6.05}, 6.05 \right\}$$

$$b_{eff} = 2.52m$$

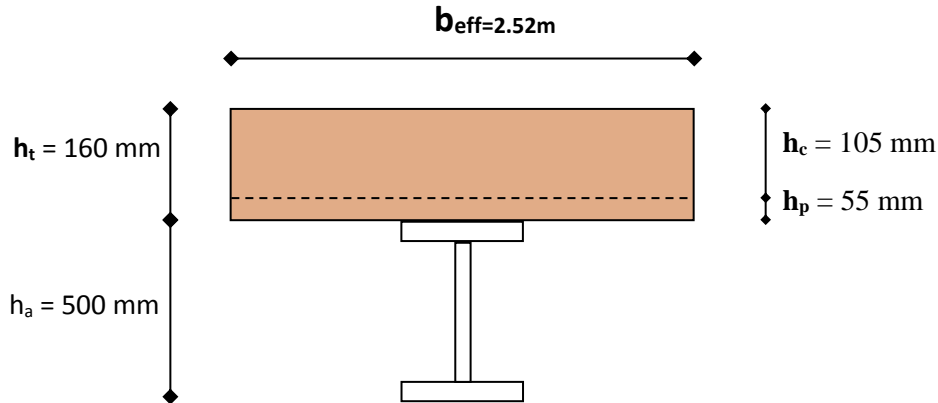


Figure III. 6 : Largeur participante de la dalle.

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ N/m}^2$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times 25 \times 2520 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 3770.55 \text{ KN}$$

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

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 115.5 \times 10^{-1}$$

$$R_{acier} = 3017.43 \text{ KN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de b\acute{e}ton, donc le moment r\acute{e}sistant plastique d\acute{e}velopp\acute{e} par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{b\acute{e}ton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

2.V\acute{e}rifications :

• la flexion

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

Le moment appliqu\acute{e} :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + [(V_A \times L/2) - (R_u \times e)]$$

$$M_{sd} = \frac{3.11 \times 10.10^2}{8} + [(227.32 \times 5.05) - (151.55 \times 2.52)] = 805.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 3017.43 \times 10^{-3} \times \left[\frac{500}{2} + 105 + 55 - \left(\frac{3017.43}{3770.55} \times \frac{105}{2} \right) \right] = 1110.37 \text{ kNm}$$

Donc la flexion est vérifiée r = 0.72

• **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u = \frac{151.55 \times 3.11}{2} = 167.25 \text{ k}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{275 \times 59.87 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 864.14 \text{ kN} \quad [3] \text{ 6.18}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié r = 0.19

$$0.5V_{plrd} = 432.07 \text{ KN} > V_{sd}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. [3] §6.2.8 (4)

• **La rigidité :**

$$f^{max} = f^i + f^1 + f^2$$

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

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{115.5 \times 10^2}{2520 \times 105} = 0.043$$

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

$$I_c = \frac{115.5 \times 10^2 \times (105 + 2 \times 55 + 500)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.043)} + \frac{2520 \times 105^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4$$

$$= 169.29 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 2.28 \times 10100^4}{384 \times 2.1 \times 169.29 \times 10^{12}} = 0.87 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19R_s \times L^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 110.17 \times 10100^3}{384 \times 2.1 \times 169.29 \times 10^{12}} = 0.015 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{10100}{250} = 40.4 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 4.69 + 0.87 + 0.015 = 5.57 \text{ mm} < \bar{f} = 40.4 \text{ mm}$$

Donc la rigidité est vérifiée r = 0.13

• Vérification au déversement $M_{sd} \leq M_{brd}$

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

C. Calcul des connecteurs (connexion totale)

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

Détermination de Prd

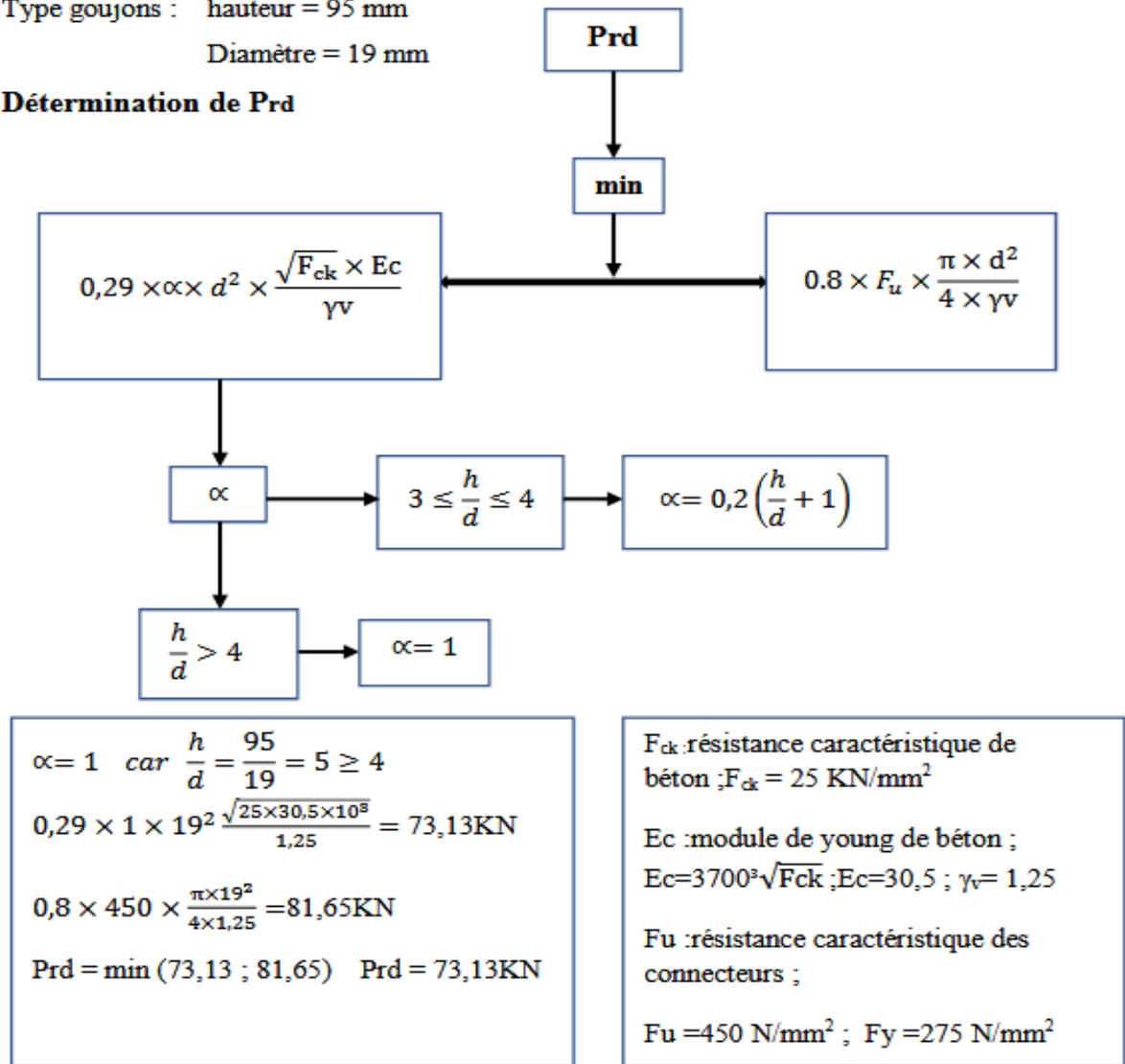


Figure III. 7: Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement

Avec : $b_0 = 88.5 \text{mm}$; $h_p = 55 \text{mm}$; $h_{sc} = 95 \text{mm}$

$$K_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

$$K_t = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right)$$

$$K_t = 0.70 < 1$$

$$P_{rd} = K_t \times P_{rd}$$

$$P_{rd} = 0.70 \times 73.13$$

$$P_{rd} = 51.19 \text{ KN}$$

- 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 :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(3770.55; 3017.43) = 3017.43 \text{ KN}$$

- Nombre des connecteurs (par demi-portée) :

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{3017.43}{51.19} = 58.94$$

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

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

$$E_{min} > 5 \times d ; E_{max} > 6 \times h_{sc}$$

$$Esp = \frac{10100}{118 - 1} = 86.32 \text{ mm}$$

$$E_{min} \leq Esp \leq E_{max}$$

$$95 \leq 86.32 \leq 570 \rightarrow \text{CNV}$$

On opte une connexion partielle :

$$N_{cp} = N_{br} \times (0.25 + 0.03L)$$

$$N_{cp} = 118 \times (0.25 + 0.03 \times 10.10)$$

$$N_{cp} = 65$$

$$Esp = \frac{L}{N_{cp} - 1} = \frac{10100}{65 - 1} = 157.81 \text{ mm}$$

$$E_{min} \leq Esp \leq E_{max}$$

$$95 \leq 157.81 \leq 570$$

On opte un $Esp = 157 \text{ mm}$

III.2.2.3 Pré dimensionnement des poutres secondaire :

La poutre secondaire la plus sollicitée à une portée de 6.5m et un espacement de 2.52 m.

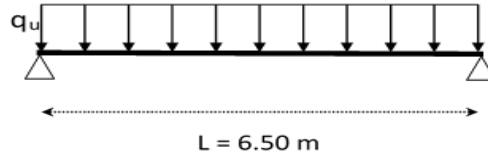


Figure III. 8: Schéma statique La poutre secondaire la plus sollicitée

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la poutre secondaire

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étaieiment placé à mi-travée.

Donc : \$L=3.25\$ m

$$\frac{3250}{25} < h < \frac{3250}{15}$$

$$130 \text{ mm} < h < 216.67 \text{ mm}$$

On prend un **IPE 200**.

Tableau III. 3: Caractéristiques du profile IPE200.

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	Avz cm ²	i _y cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	5.6	8.5	12	1943	220.6	194.3	14.0	8.26	2.24

A. Phase de construction :

- ✓ Poids du profile (IPE200) \$g_p = 0,224\$ KN /ml
- ✓ Poids du béton frais \$G_b = 3.75\$ KN/m²
- ✓ Poids du bac d'acier \$g = 0,15\$ KN/m²
- ✓ Surcharge de construction \$Q_c = 0,75\$ KN/m²

1. Combinaisons de charge :

• ELU :

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,224 + (3,75 + 0,15) \times 2,52) + 1,5 \times 0,75 \times 2,52$$

$$q_u = 16.40 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = g_p + ((G_b + g) \times e) + Q_c \times e$$

$$q_s = 0,224 + (2.97 + 0,12 + 0,75) \times 2.52$$

$$q_s = 11.94 \text{ KN/ml}$$

2. Vérification :

- La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times w_{ply} \quad [3]6.13$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{16.40 \times 3.25^2}{8} = 21.65 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = 220.6 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1.1} = 55.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{21.65}{55.15} = 0.39$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

- Effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad [3] 6.18$$

Avec : $V_{pl,rd}$: effort tranchant.

A_v : aire de cisaillement

$$A_v = 14 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 14 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 202.07 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{16.40 \times 3.25}{2} = 26.65 \text{ KN.m}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \rightarrow \text{vérifiée} \quad r = 0.13$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 101.04 \text{ KN} > V_{sd}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. [3] §6.2.8

(4)

• **La rigidité :**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_s = 11.94 \text{ KN/ml}$$

$$L = 3.25 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 11.94 \times (3250)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 4.25 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3250}{250} = 13 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 4.25 \text{ mm} \leq \bar{f} = 13 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = 0.32$$

• **Déversement :**

Il faut vérifier que : $M_{b,rd} > M_{sd}$

M_{sd} : C'est le moment appliqué $M_{sd} = 21.65 \text{ KN.m}$

$M_{b,rd}$: La résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement en déversement.

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_W \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} < 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{c_1 \times \left(\frac{K}{k_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f}\right)^{0,25}}}$$

Avec :

$$c_1 = 1.132$$

L : longueur de déversement $\Rightarrow L = 3.25 \text{ m}$

$$\lambda_{LT} = 86.39$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.12$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2)) + \overline{\lambda}_{LT}^2$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad \text{Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1.22$$

$$X_{LT} = 0.58$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.58 \times 1 \times 275 \times 10^{-3} \times 220.6}{1.1} = 31.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 21.65 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 31.98 \text{ KN.m}$$

Donc la condition de déversement est vérifiée.

B. Phase finale :

✓ Poids du profile (IPE200) $g_p = 0,224 \text{ KN/ml}$

✓ Charge permanente $G_t = 5.89 \text{ KN/m}^2$

✓ Surcharge d'exploitation $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$

✓ Charge de la neige $S_n = 0.24824 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 2.52 m.

1. Combinaisons de charge :

• ELU :

$$q_u = 1.35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1.5 \times e \times (S_n + Q_c)$$

$$q_u = 1.35 \times (0.224 + (5.89 \times 2.52)) + 1.5 \times 2.52 \times (0.24824 + 1)$$

$$q_u = 25.05 \text{ KN/ml}$$

• ELS

$$q_s = g_p + (G_t \times e) + (Q_c + S_n) \times e$$

$$q_s = 0,224 + (5.89 \times 2.52) + (1 + 0.24824) \times 2.52$$

$$q_s = 18.21 \text{ KN/ml}$$

Largeur de la dalle :

L : longueur libre d'une poutre simplement appuie.

b : Entraxe entre les poutres.

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2 \times L_0}{8}, \frac{2 \times 6.5}{8}, 2.52 \right\} \quad b_{eff} = \inf \left\{ 1.62 \text{ m}, 2.52 \text{ m} \right\}$$

$$b_{eff} = 1.62 \text{ m}$$

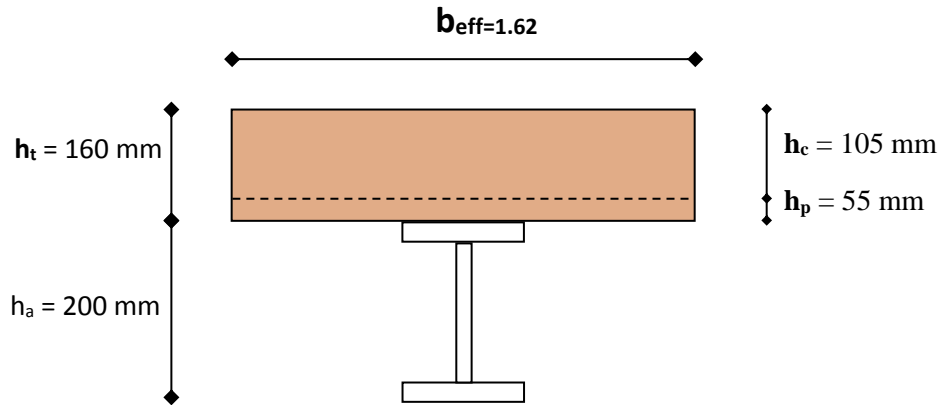


Figure III. 9: Largeur participante de la dalle.

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ N/m}^2$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times 25 \times 1620 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 2423.92 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 28.5 \times 10^{-1}$$

$$R_{\text{acier}} = 744.56 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

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

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

2.Vérifications :

• la flexion

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{25.05 \times 6.5^2}{8} = 132.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 744.56 \times 10^{-3} \times \left[\frac{200}{2} + 105 + 55 - \left(\frac{744.56}{2423.92} \times \frac{105}{2} \right) \right] = 181.57 \text{ kNm}$$

Donc la flexion est vérifiée r = 0.72

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{25.05 \times 6.5}{2} = 81.41 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma M_o} = \frac{275 \times 14 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 202.07 \text{ kN} \quad [3] \text{ 6.18}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié r = 0.40

$$0.5V_{plrd} = 101.04 \text{ kN} > V_{sd}$$

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 :**

$$f^{max} = f^i + f^f$$

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

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{2848}{1620 \times 105} = 0.016$$

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

$$I_c = \frac{2850 \times (105 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.016)} + \frac{1620 \times 105^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$= 12880.85 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f^f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 18.21 \times 6500^4}{384 \times 2.1 \times 12880.85 \times 10^4} = 15.64 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6500}{250} = 26 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 4.25 + 15.64 = 19.89 \text{ mm} < \bar{f} = 26 \text{ mm}$$

Donc la rigidité est vérifié r = 0.76

- **Déversement :**

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

C. Calcul des connecteurs (connexion totale)

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

Détermination de Prd

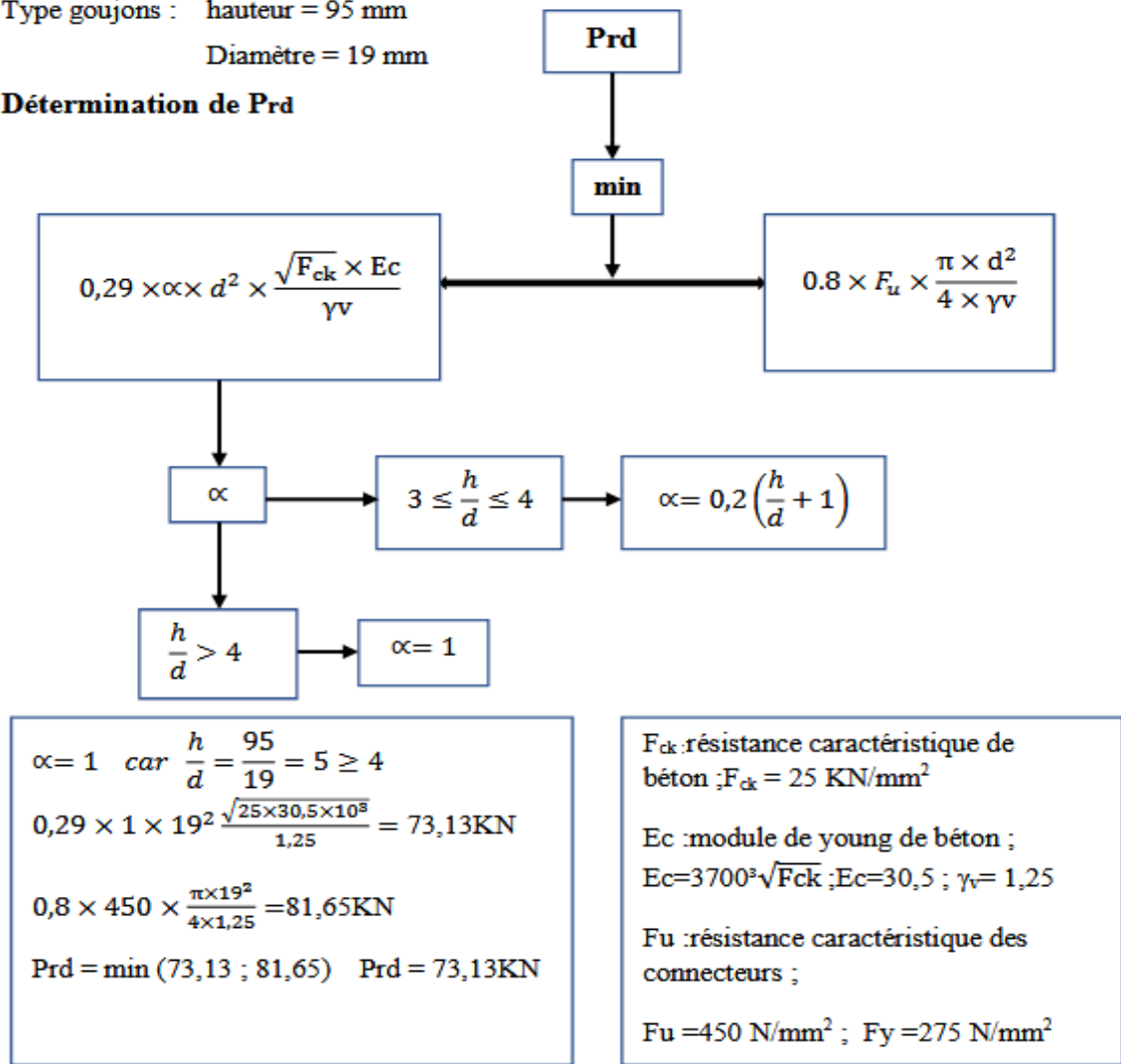


Figure III. 10: Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement

K_t : coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac d'acier.

$N_r=1$, nombre de goujon par nervure

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

Avec : $b_0 = 88.5 \text{mm}$; $h_p = 55 \text{mm}$; $h_{sc} = 95 \text{mm}$

$$K_t = 0.7 \times \sqrt{N_r} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad [2] \text{ 6.16}$$

$$K_t = 0.7 \times \sqrt{1} \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right)$$

$$K_t = 0.82 < 1$$

$$P_{rd} = K_t \times P_{rd}$$

$$P_{rd} = 0.82 \times 73.13$$

$$P_{rd} = 59.96 \text{ KN}$$

▪ **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 :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(2423.92; 744.56) = 744.56 \text{ KN}$$

▪ **Nombre des connecteurs (par demi-portée) :**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744.56}{59.96} = 12.41$$

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

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

$$E_{min} > 5 \times d ; E_{max} > 6 \times h_{sc}$$

$$Esp = \frac{6500}{26 - 1} = 260 \text{ mm}$$

$$E_{min} \leq Esp \leq E_{max}$$

$$95 \leq 260 \leq 570$$

On opte un $Esp = 300 \text{ mm}$

III.2.3 Plancher courant :

Tableau III. 4: Choix et vérifications des éléments du plancher courant

Plancher courant	Solive		Poutre secondaire		Poutre Principale	
	Construction	Finale	Construction	Finale	Construction	Finale
Profil	IPE 200		IPE 200		IPE 500	
$M_{sd} \text{ KN.m}$	21,65	144,91	21,65	144,91	532,93	881,32
$M_{plrd} \text{ KN.m}$	55,15	181,57	55,15	181,57	548,5	1110,37
Rapport	0,39	0,79	0,39	0,79	0,97	0,79
$V_{sd} \text{ KN}$	26,65	89,18	26,65	89,18	111,84	183,02
$V_{plrd} \text{ KN}$	202,07	202,07	202,07	202,07	864,14	864,14
Rapport	0,13	0,44	0,13	0,44	0,12	0,21
Fleche mm	4,25	21,1	4,25	21,1	4,69	5,63
f.admissible mm	13	26	13	26	20,2	40,4
Rapport	0,32	0,81	0,32	0,81	0,23	0,13

III.2.4 Plancher RDC (showroom):

Tableau III. 5: Choix et vérifications des éléments du plancher showroom

Plancher RDC	Solive		Poutre secondaire		Poutre Principale	
	Construction	Finale	Construction	Finale	Construction	Finale
Profil	IPE 200		IPE 200		IPE 500	
$M_{sd} KN.m$	21,65	156,06	21,65	156,06	532,93	958,33
$M_{plrd} KN.m$	55,15	181,57	55,15	181,57	548,5	1110,37
Rapport	0,39	0,85	0,39	0,85	0,97	0,86
$V_{sd} KN$	26,65	96,03	26,65	96,03	111,84	198,7
$V_{plrd} KN$	202,07	202,07	202,07	202,07	864,14	864,14
Rapport	0,13	0,47	0,13	0,47	0,12	0,22
Fleche mm	4,25	22,21	4,25	22,21	4,69	5,67
f.admissible mm	13	26	13	26	20,2	40,4
Rapport	0,32	0,85	0,32	0,85	0,23	0,14

III.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement simple) suivant l’Eurocode 3.

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu’aux fondations.

Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

III.3.1 Poteaux centraux :

III.3.1.1 Méthode de calcul :

La surface qui revient au poteau est :

$$S= 10,10 \times 6,05 = 61,1m^2$$

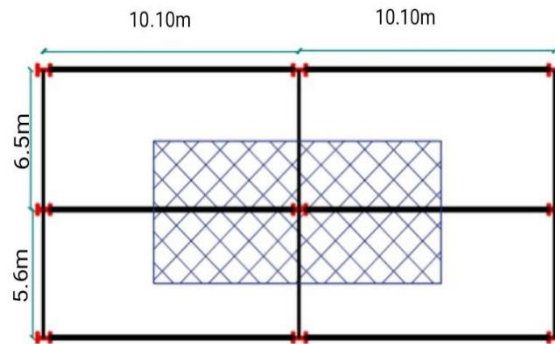


Figure III. 11: Poteau central (le plus sollicité)

A/ charge permanente :

Tableau III. 6: La charge permanente

Niveau	Charge permanente G(KN/m ²)	ΣG (KN/m ²)
4 ^{eme} Nv	5,89	5,89
3 ^{eme} Nv	5,20	11,09
2 ^{eme} Nv	5,20	16,29
1 ^{er} Nv	5,20	21,49
Mezzanine	5,20	26,69
RDC	5,20	31,89
Entre sol -1	4,71	36,60
Entre sol -2	5,20	41,80
Entre sol -3	5,20	47

B/ charge d'exploitation

D'après la loi de dégression :

Tableau III. 7: La charge d'exploitation

Niveau	Surcharges	Surcharge Q (kn/m)	Σ surcharge Q	Σ surcharge Q (KN/m ²)
4 ^{eme} Nv	Q ₀	1	Q ₀	1
3 ^{eme} Nv	Q	2,5	Q ₀ +Q ₁	3,5
2 ^{eme} Nv	Q	2,5	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	5,75
1 ^{er} Nv	Q	2,5	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	7,75
Mezzanine	Q	2,5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	9,5
RDC	Q	2,5	Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	11
Entre sol -1	Q	3,5	Q ₀ +(0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆))	13
Entre sol -2	Q	2,5	Q ₀ +(0,71(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇))	14,13
Entre sol -3	Q	2,5	Q ₀ +(0,69(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈))	15,49

C/ combinaison des charges :

Tableau III. 8: La combinaison des charges

Etage	$q=1,35G+1,5Q(KN/m^2)$	Surface m^3	Σ surcharge $q(KN)$
4 eme Nv	9,45	61,1	577,40
3 eme Nv	20,22	61,1	1235,44
2 eme Nv	30,62	61,1	1870,88
1 er Nv	40,63	61,1	2482,49
Mezzanine	50,28	61,1	3072,11
RDC	59,55	61,1	3638,51
Entre sol -1	68,91	61,1	4210,40
Entre sol -2	77,63	61,1	4743,19
Entre sol -3	86,69	61,1	5296,76

D/ Poids des poutres :

- Poids des 4 poutres (2 poutres p et 2 poutres s)

$$P_{\text{poutre}} = 1,35 \times (L_{\text{pot}} \times 2 \times G_{\text{pot}})$$

- Poutres terrasse incassable : Pp : IPE500 ; Ps : IPE200

$$P_{\text{poutre}} = 1,35 \times ((L_{\text{pp}} \times 2 \times G_{\text{pp}}) + (L_{\text{ps}} \times 2 \times G_{\text{ps}}))$$

$$P_{\text{poutre}} = 1,35 \times ((10,10 \times 0,907) + (6,05 \times 0,224))$$

$$P_{\text{poutre}} = 14,19 \text{ KN}$$

Poutre planche courant :

- $P_{\text{poutre}} = 1,35 \times ((10,10 \times 0,907) + (6,05 \times 0,224))$

$$P_{\text{poutre}} = 14,19 \text{ KN}$$

Poutre planche bureau :

- $P_{\text{poutre}} = 1,35 \times ((10,10 \times 0,907) + (6,05 \times 0,224))$

$$P_{\text{poutre}} = 14,19 \text{ KN}$$

Tableau III. 9: Charge revenant au poteau central

Niveau	Poids des poutres cumulés q' (KN)	$N_{sd}=q+q'$
4 eme Nv	14.19	591.59
3 eme Nv	28.38	1263.82
2 eme Nv	42.57	1913.45
1 er Nv	56.76	2539.25
Mezzanine	70.95	3143.06
RDC	58.14	3723.65
Entre sol -1	99.33	4309.73
Entre sol -2	113.52	4856.71
Entre sol -3	127.71	5424.47

Profile choisie :

Tableau III. 10: Choix des profilés finals

Niveau	Poids des poteau cumules (KN)	Nsd (KN)	A (mm ²)	Nb,rd (KN)	Profil
4 eme Nv	3,68	595,27	2381,08	2018,56	HEA 260
3 eme Nv	9.73	1273,55	5094,20	3391,50	HEA 360
2 eme Nv	15.78	1929,23	7716,92	3391,50	HEA 360
1 er Nv	24.15	2563,40	10253,6	4789,38	HEA 500
Mezzanine	32.52	3175,58	12702,32	4789,38	HEA 500
RDC	41.41	3765,06	15060,24	5379,37	HEA 600
Entre sol -1	50.03	4360,03	17440,12	5379,37	HEA 600
Entre sol -2	59.79	4916,5	19666,00	5798,4	HEA 650
Entre sol -3	69.02	5493,49	21973,96	5798,4	HEA 650

Exemple de calcul (Entre sol -3) :

$$N_{sd} = 5493,49 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \times 10^1 = \frac{5493,49 \times 1,1 \times 10^1}{275}$$

$$A \geq 219,7396 \text{ cm}^2$$

On choisit : HEA 650 :

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm
HEA 650	190	241.6	640	300	13.5	26	27	175200	6136	5474	103.2	26.93	6.97

$$A = 241,6 \text{ cm}^2$$

Vérification du flambement :

$$N_{sd} \leq \frac{\chi \times B A \cdot A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

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

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,38$$

Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,5 L \text{ « encastrée- encastrée »}$$

$$L_{fy,z} = 0,5 \times 4 = 2 \text{ m}$$

Elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y \times 10^1} = \frac{2000}{269,3} = 7,42$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z \times 10^1} = \frac{2000}{69,7} = 28,69$$

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B\alpha} = \frac{7,42}{93,9\epsilon} \times 1 = 0,08 < 0,2 \text{ il n'y a pas un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{B\alpha} = \frac{28,69}{93,9\epsilon} \times 1 = 0,33 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Vérification du flambement dans le sens y-y :

$$\frac{h}{b} = \frac{640}{300} = 2,13 > 1,2 \quad ; t_f = 26 < 40 \text{ mm}$$

Donc la courbe de flambement suivant z-z c'est b et $\alpha = 0,34$

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\phi = 0,5(1 + 0,34(0,33 - 0,2) + 0,33^2)$$

$$\phi = 0,57$$

$$\chi = \frac{1}{Q + \sqrt{Q^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,33^2}}$$

$$\chi = 0,96 \leq 1$$

$$N_{b,rd} = \frac{0,96 \times 241,6 \times 275 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$N_{b,rd} = 5798,4 \text{ KN}$$

$$N_{b,rd} = 5798,4 > N_{sd} = 5493,49 \quad , \quad r = 0,94 \quad \text{condition vérifier}$$

III.3.2 Poteaux rive :

III.3.2.1 Méthode de calcul :

La surface qui revient au poteau est :

$$S = 10,10 \times (5,6 / 2) = 28,28 \text{ m}^2$$

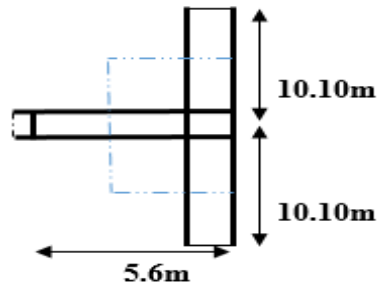


Figure III. 12: Poteau de rive (le plus sollicité)

A/ charge permanente :

Tableau III. 11: La charge permanente

Niveau	Charge permanente G(KN/m ²)	ΣG(KN/m ²)
4 eme Nv	5,89	5,89
3 eme Nv	5,20	11,09
2 eme Nv	5,20	16,29
1 er Nv	5,20	21,49
Mezzanine	5,20	26,69
RDC	5,20	31,89
Entre sol -1	4,71	36,60
Entre sol -2	5,20	41,80
Entre sol -3	5,20	47

B/ charge d'exploitation

D'après la loi de dégression :

Tableau III. 12: La charge d'exploitation

Niveau	Surcharges	Surcharge Q (kn/m)	Σ surcharge Q	Σ surcharge Q (KN/m ²)
4 eme Nv	Q0	1	Q0	1
3 eme Nv	Q	2,5	Q0+Q1	3,5
2 eme Nv	Q	2,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	5,75
1 er Nv	Q	2,5	Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)	7,75
Mezzanine	Q	2,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4°)	9,5
RDC	Q	2,5	Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	11
Entre sol -1	Q	3,5	Q0+(0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6))	13
Entre sol -2	Q	2,5	Q0+(0,71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7))	14,13
Entre sol -3	Q	2,5	Q0+(0,69(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8))	15,49

C/ combinaison des charges

Tableau III. 13: La combinaison des charges

Niv	$q=1.35G+1.5Q(KN/m^2)$	Surface m ³	Σ Surface q(MN)
4 eme Nv	9,45	28,28	267,25
3 eme Nv	20,22	28,28	571,82
2 eme Nv	30,62	28,28	865,93
1 er Nv	40,63	28,28	1149,02
Mezzanine	50,28	28,28	1421,92
RDC	59,55	28,28	1684,07
Entre sol -1	68,91	28,28	1948,77
Entre sol -2	77,63	28,28	2195,38
Entre sol -3	86,69	28,28	2451,59

D/ poids des poutres :

Poids de 3 poutres (2 poutres p et 1 poutre S)

$$P_{\text{poutre}} = 1,35 \times (L_{\text{pot}} \times G_{\text{pot}})$$

Poutre ‘ terrasse, courant, barreaux’.

$$P_{\text{poutre}} = 1,35 \left\{ (10,10 \times 0,907) + \left(\frac{6,5}{2} \times 0,224 \right) \right\}$$

$$P_{\text{poutre}} = 13,35 \text{ KN}$$

Tableau III. 14: Charge revenant au poteau de rive

Niv	Poids des poutres cumule q'(KN)	Nsd=q+q'(KN)
4 eme Nv	13,35	280,60
3 eme Nv	26,7	598,52
2 eme Nv	40,04	905,98
1 er Nv	53,4	1202,42
Mezzanine	66,75	1488,67
RDC	80,1	1764,17
Entre sol -1	93,45	2042,22
Entre sol -2	106,8	2302,18
Entre sol -3	120,15	2571,74

Profile choisie :

Tableau III. 15: Choix des profilés finals

Niv	Poids des poutres cumule q'(KN)	Nsd (KN)	A (m²)	N _{b,rd} (KN)	Profil
4 eme Nv	3,68	284,28	1137,12	2018,56	HEA 260
3 eme Nv	7,81	606,33	2425,32	2285,61	HEA 280
2 eme Nv	11,94	917,92	3671,68	2285,61	HEA 280
1 er Nv	16,71	1219,13	4876,52	2700,00	HEA 300
Mezzanine	21,48	1510,15	6040,6	2700,00	HEA 300
RDC	26,36	1790,53	7162,12	2985,6	HEA 320
Entre sol -1	31,24	2073,46	8293,84	2985,6	HEA 320
Entre sol -2	36,83	2339,01	9356,04	3391,5	HEA 360
Entre sol -3	42,27	2614,01	10456,04	3391,5	HEA 360

Exemple de calcul (Entre sol -3) :

$$N_{sd} = 2614,01 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1} \times 10^1}{f_y} = \frac{2614,01 \times 1,1 \times 10^1}{275}$$

$$A \geq 104,5604 \text{ Km}^2$$

On choisit :

$$\text{HEA360} : A = 142,8 \text{ cm}^2 > 104,5604 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 16: Caractéristiques du profile HEA 360.

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	Avz cm ²	i _y cm	i _z cm
HEA 360	112	142.8	350	300	10	17.5	27	33090	2088	1891	48.96	15.22	7.43

$$H = 4 \text{ m} , \quad L_f = 4 \times 0.5 = 2 \text{ m}$$

Elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2000}{152,2} = 13,14$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2000}{74,3} = 26,91$$

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{Ba} = \frac{13,14}{93,9\epsilon} \times 1 = 0,15 < 0,20$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{Ba} = \frac{26,91}{93,9\epsilon} \times 1 = 0,31 > 0,20$$

Vérification du flambement dans le sens Y-Y :

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2 \quad ; \quad t_f = 17,5 \text{ mm} < 100$$

$$Z - Z \rightarrow C \rightarrow \alpha \rightarrow 0,49$$

$$\phi = 0,5 (1 + 0,49 \times (0,31 - 0,2)) + 0,31^2$$

$$\phi = 0,57$$

$$\chi = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,31^2}} = 0,95 \leq 1$$

$$N_{b,rd} = \frac{0,95 \times 142,8 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$N_{b,rd} = 3391,5 > N_{sd} = 2614,01, r = 0,77 \quad \text{condition vérifier}$$

- Remarque :

On choisi les poteaux les plus sollicité entre les poteaux central et de rives pour la modélisation (central).

III.4 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les sections initiales des éléments de la structure, pour que nous puissions commencer la modélisation.

Chapitre IV :
Etude des éléments
secondaires

IV.1 INTRODUCTION

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « BAEL 91 modifié 99 » en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 ».

IV.2 ETUDE DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante (charge statique).

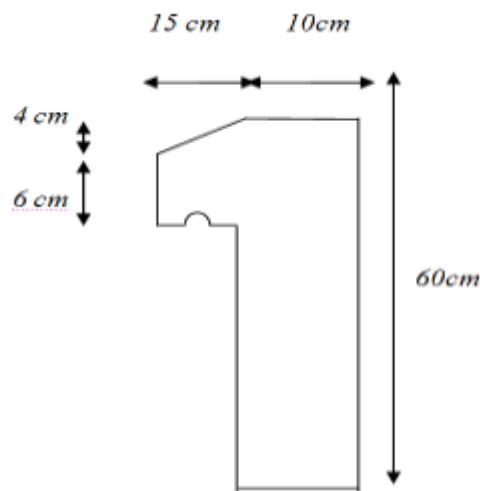


Figure IV. 1: Coupe verticale de l'acrotère

IV.2.1 Calcul des charges sollicitant l'acrotère :**•Charge permanente :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25\text{kN/m}^3$.

S : La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.60) + (0.60 \times 0.15) + (0.15 \times (0.04/2))$$

$$S = 0.072 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } G = \rho_b \times S = 1.8 \text{ kN/m}$$

● charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

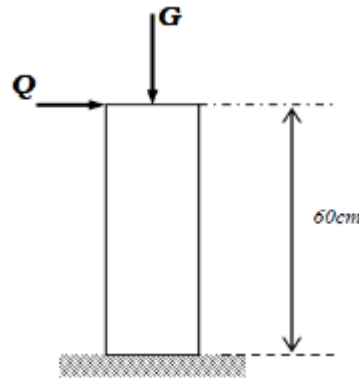


Figure IV. 2: Schéma statique de l'acrotère

IV.2.2 Détermination des efforts :

1). Calcul des efforts à l'ELU :

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,8 = 2,43 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

2). Calcul des efforts à l'ELS :

$$N_S = G = 1,80 \text{ kN}$$

$$M_S = Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

IV.2.3 Ferrailage de l'acrotère :

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

Données :

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, M_U = 0,90 \text{ kN.m},$$

$$N_U = 2,43 \text{ kN}, \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}, F_e = 400 \text{ MPa}, d = h - c = 8 \text{ cm};$$

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,43} = 37,04 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 37,04 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc le calcul se fait comme une section à un moment de flexion tel que :

$$M_F = N_U f \text{ avec } f = e_0 + (h/2 - c) = 39,54 \text{ cm}$$

$$D'où : M_F = 0,973 \text{ kN.m}$$

$$D'après l'organigramme : M = M_F = 0,973 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,0107 < \mu_r \Rightarrow A_S' = 0 \text{ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 0,0135 ; Z = 7,96 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow A_S = 0,35 \text{ cm}$$

$$D'où A_1 = A_S' \text{ et } A_2 = A_S - \frac{N}{\sigma_S} = 35.13 - \frac{2,43.10^3}{348} = 28.15 \text{ mm}$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \text{ et } A_2 = 0,2815 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,1/400) = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_S = \max (A_2 ; A_{\min}) = 0,97 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 5T6 avec $A_S = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armature de répartition :**

$$\frac{A_S}{4} \leq A_r \leq \frac{A_S}{2} \Rightarrow 0,35 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Vérification a L'ELS :**

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme. (Flexion composée à ELS)

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,80} = 0,33 \text{ m} ; \text{ on prend } e_o = 30 \text{ cm}$$

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

$$\text{On a } e_o = 30 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_a \text{ Avec } e_a = d - \left(\frac{h}{2}\right) + e_o = 8 - \frac{10}{2} + 37,04 = 40,04 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = 8 - 40,04 = -32,04 \text{ cm}$$

D'après le [BAEL91] on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$$p = -3 C^2 - \frac{90 A'_s (C - C')}{b} + \frac{90 A_s (d - C)}{b} = -3 C^2 + \frac{90}{b} A_s (d - C)$$

$$q = -2 C^2 - \frac{90 A'_s (C - C')^2}{b} - \frac{90 A_s (d - C)^2}{b} = -2 C^2 + \frac{90}{b} A_s (d - C)^2$$

$$\Rightarrow p = -3007.252 \text{ cm}^2; q = 62881.87 \text{ cm}^2$$

D'où l'équation (1) devient :

$$y_2^3 - 3007.25 y_2 + 62881.87 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le [BAEL91] :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27} \right) = -7494860,74$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,9903 \Rightarrow \varphi = 172,01^\circ$$

$$\text{On a : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 63,32 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 34.17 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -63.10 \text{ cm}$$

$$Y_3 = 29.01 \text{ cm}$$

On a : $Y_3 = 29.01 \text{ cm} \leq c = 32.04 \text{ cm}$; donc Y_3 c'est la solution qui convient

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

$$I = \frac{b}{3} y_{SER}^3 + 15 [A'_s (d - y_{SER}) - A_s (d - y_1)]$$

$$\text{Avec : } Y_{ser} = Y_3 + C = -3,03 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A_s' = 0$$

$$\Rightarrow I = 2740,81 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes est :

$$k = \frac{N_s}{I} Y_c = \frac{1,8 \cdot 10^4 \times 29,01}{2740,81 \cdot 10^4} = 0,0191 \text{ N / mm}^2$$

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = kY_{ser} = 0,0191 \times 3,03.10 = 0,557 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 0,577 < 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Contrainte de l'acier :**

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

$$\sigma_s = 15 K (d - y_{SER}) = 31,43 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de L'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,5.10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPA} \} = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au séisme :**

D'après le [RPA99 V-2003], les forces horizontales de calcul agissant sur les éléments secondaires sont calculées suivant la formule :

$$F_P \leq 1,5 Q$$

$$\text{On a: } F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

F_P : force d'inertie appliquée au centre de base de l'acrotère

A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$

C_P : facteur des forces horizontales ($C_P = 0,8$) élément consol

W_P : poids de l'acrotère $W_P = 1,80 \text{ kN/m}$

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,80 = 1,440 \text{ kN/m}$$

$$1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Donc : } F_P = 1,440 < 1,50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.2.4 Disposition constrictive :

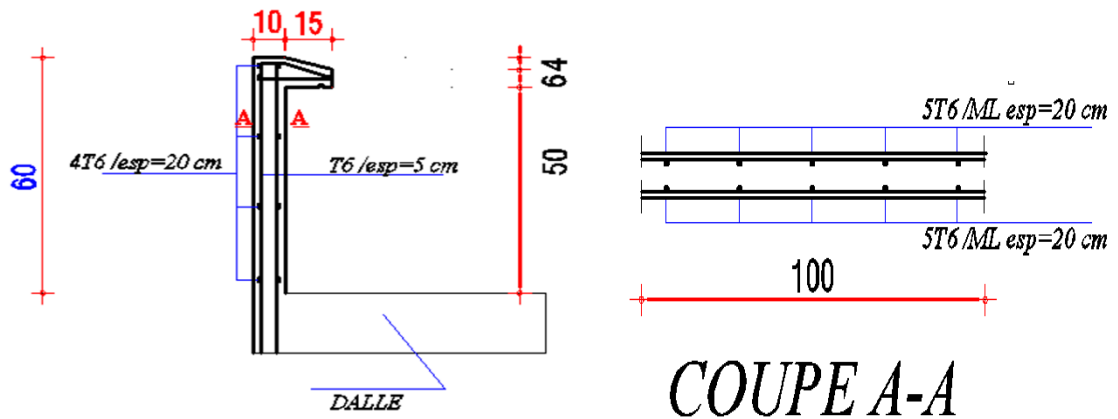


Figure IV. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.3 Etude des escaliers :



Figure IV. 4: Schéma 3D Un escalier

IV.3.1 Définitions :

- **Un escalier** : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une séries de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

- **Un limon** : élément incliné supportant les marches et les contre marches.

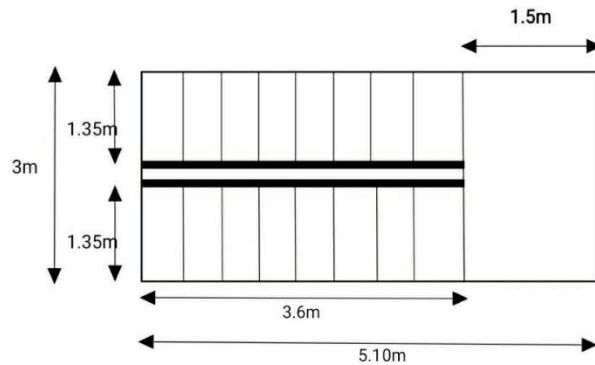


Figure IV. 5: coupe horizontale des Escaliers

IV.3.2 Caractéristiques dimensionnelles des éléments constituant l'escalier :

- H : hauteur d'étage $\Rightarrow H : 4.00\text{m}$
- h : hauteur de la marche, varie de 14 cm à 20 cm
- g : Longueur d'une marche, varie de 22 cm à 30 cm
- d'après la formel de « **Blondel** » :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

On prend : $h = 16 \text{ cm}$

$$g = 30 \text{ cm}$$

- Nombre de contre marche : $n = \frac{4/2}{0.16} = 12.5 = 13$
- Nombre de marche par volée : $m = n-1 = 13-1 = 12$
- Emmarchement : 1.35 m

A- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g \times (n-1)$$

$$L = 30 \times (13-1) = 3.6 \text{ m}$$

B-L 'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{200}{360} \leftrightarrow \alpha = 29.05^\circ$$

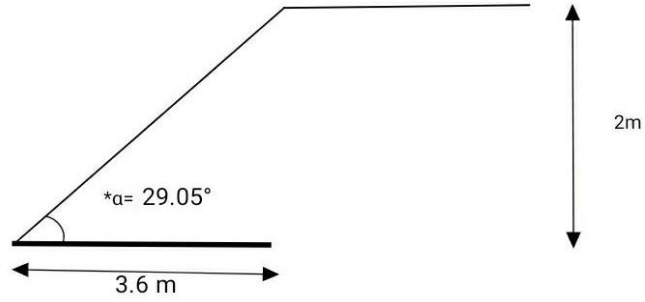


Figure IV. 6: L'inclinaison de la pailleasse

C-La longueur de la pailleasse :

$$\sin \alpha = \frac{200}{L} \leftrightarrow L = \frac{200}{\sin (29,05)} = 4.12 \text{ m}$$

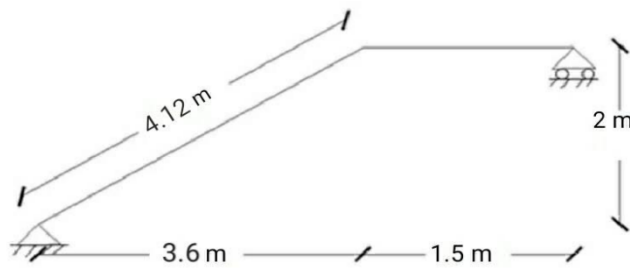


Figure IV. 7: Schéma statique

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \text{ cm}$

$$59 \leq 30 + (2 \times 16) \leq 66$$

$$59 \text{ cm} \leq 62 \leq 66 \text{ cm}$$

Ok c'est vérifié.

IV.3.3 Conception d'une marche :

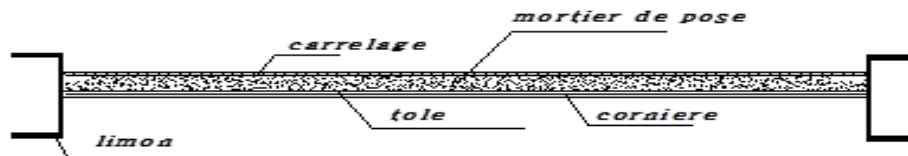


Figure IV. 8: schème de la conception d'une marche

IV.3.4 Dimensionnement des cornières :**1. Evaluation des charges et surcharges :**○ **La Charges « G » :****Tableau IV. 1: Charge et surcharge**

Matériaux	G KN/m ²
Tôle striée (ep = 1 cm)	0,785
Mortier de pose (ep =2cm)	0,4
Carrelage	0,4
Total	1,58

○ **La Charge « Q » :**

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

Remarque : Chaque cornière reprendre la moitie de la charge de marche plus contre marche.

$$q_u = ((1.35 \times G) + (1.5 \times Q)) \times g/2$$

$$q_u = ((1.35 \times 1.58) + (1.5 \times 2.5)) \times 0.3/2 \leftrightarrow q_u = 0.88 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times g/2$$

$$q_s = (1.58 + 2.5) \times 0.3/2 \leftrightarrow q_s = 0.61 \text{ KN/ml}$$

• **Condition de la flèche :**

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

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 0.61 \times (135)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2.32 \text{ cm}^4$$

Donc on prend une cornière : **L 40×40×3**

$$I = 3.49 \text{ cm}^4 \quad ; \quad g = 0.0187 \text{ KN/m} \quad ; \quad W_{pl} = 1.20 \text{ cm}^4$$

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

$$3.59 \text{ mm} \leq 5.4 \text{ mm} \leftrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Condition de la résistance :

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 \times g)$$

$$(q_{ult})' = 0.88 + (1.35 \times 0.0187)$$

$$(q_{ult})' = 0.90 \text{ kN/m}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} \leq M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma m_1}$$

$$\frac{0.90 \times 1.35^2}{8} \leq \frac{1.20 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1.1}$$

$$0.20 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq 0.30 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} \leq V_{pird} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma m_1}$$

$$\frac{0.90 \times 1.35}{2} \leq \frac{275 \times 120}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$0.60 \text{ KN} \leq 17.32 \text{ KN} \quad \leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.5 Dimensionnement des limons :

1. Evaluation des charges et surcharges :

○ Les Charges « G » :

Tableau IV. 2: Charge et surcharge

Matériaux	G KN/m ²
Tôle striée (ep = 1 cm)	0.785* (1.35/2) = 0,529
Carrelage	0,4 * 0,675 = 0,27
Cornière	25 * 0.0187 * (0.675/3.85) = 0,075
Garde-corps	0,3
Total	1,175

- Les Charges « Q » :

$$Q = 2.5 \times \frac{1.35}{2} = 1.68 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$- q_u = 1.35G + 1.5Q = 4.10 \text{ KN/ml}$$

$$- q_s = G + Q = 2.85 \text{ KN/ml}$$

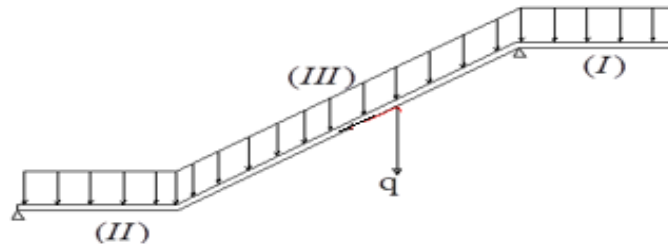


Figure IV. 9: schème des évaluations des charges

- Condition de la flèche :

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

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 2.85 \times (412)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 308.95 \text{ cm}^4$$

Donc on prend : **UPN 120**

$$I_y = 364 \text{ cm}^4 \quad ; \quad g = 0.133 \text{ KN/m} \quad ; \quad W_{pl} = 72.6 \text{ cm}^4$$

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

$$13.98 \text{ mm} \leq 15.4 \text{ mm} \quad \leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Condition de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} \leq M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_1}}$$

$$\frac{4.10 \times 1.35^2}{8} \leq \frac{72.6 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1.1}$$

$$0.93 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq 18.15 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} \leq V_{pird} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_1}}$$

$$\frac{4.10 \times 1.35}{2} \leq \frac{275 \times 935}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$2.76 \text{ KN} \leq 134.95 \text{ KN} \quad \leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4 Conclusion

Les résultats sont :

- L'acrotère :

✓ La section choisie est 5T6 avec $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ La section choisie est 4T6 avec $A_r = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Une cornière : L 40×40×3

- Limon : UPN 120

Chapitre V :
Etude dynamique

V.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre et produit des dégâts au niveau de la construction et par conséquent les vies humaines. Le but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concernant le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf la zone 0. C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments constituant les structures.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par **les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003** et faire la modélisation à l'aide de **logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2 Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour une version récente d'un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit de logiciel Auto desk Robot (Structural Analysis Professional 2020).

a) Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds (6 d.d.l par nœud)

b) Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les RPA99 version2003 avec $(\beta=0,3)$ pour un usage multiple (showroom et bureaux).

C) Choix de la méthode de calcul

- Les règles parasismiques algérienne (RPA99/Version2003) donnent trois méthodes de calcul :
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.
- Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu le non régularité de la structure en plan et en élévation ; donc la méthode modale spectral s'impose.

• Remarque :

Comme il est illustré sur la figure I.1, on fait face à un terrain accidenté d'une hauteur de 10.64 m. On propose comme solution un mur de soutènement indépendant de la structure.

V.3 Méthode d'analyse modale spectrale

• Principe de la méthode

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal à 90% au moins de la masse totale de la structure, 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 réponse totale de la structure.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

• Utilisation des spectres de réponse

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

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

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

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

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

Représentation graphique du spectre de réponse :

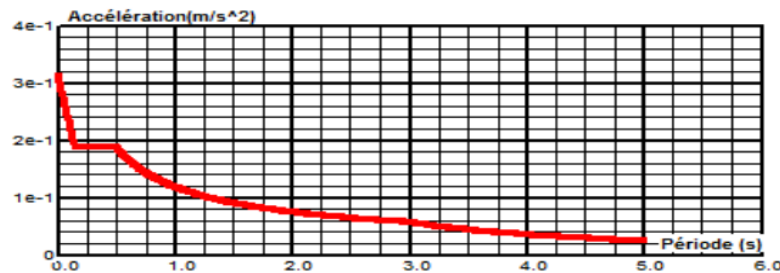


Figure V. 1: Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

h: facteur de correction d'amortissement.

R: Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

V.4 Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par les « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

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

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

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

V.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : 2

$$\rightarrow \mathbf{A} = \mathbf{0.25}$$

- Zone sismique : III

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

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

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003] :

$$T_2 \text{ (sec)} = 0.5s \quad \text{Catégorie S3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

$\xi(\%)$: le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Avec : $\xi=5\%$ (Portique en acier dense) $\rightarrow \eta=1$ (Tableau 4.2 [4]).

Estimation de la période fondamentale :

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

La formule empirique à utiliser est :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad [4] 4.6$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 36 \text{ m}$

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

D'où : $C_T = 0.050$

Donc :

$$T = C_T (h_N)^{3/4} = 0.050(36)^{3/4} = 0.734 \text{ s}$$

•Estimation de la période fondamentale expérimentale (T_{exp}) :

Selon l'article 4.2.4(4) [4]. , la période doit être majorée de **30%**, Donc :

$$T_{exp} = 1.3 T$$

$$T_{exp} = 0.95 s$$

• Dans notre cas, on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L_{x,y}} \quad [4] 4.7$$

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

$$L_x = 50.50 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0.455 \text{ s} \qquad T_x = 0.455 \times 1.3 = 0.60 \text{ s}$$

$$L_y = 17.70 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0.770 \text{ s} \qquad T_y = 0.770 \times 1.3 = 1.00 \text{ s}$$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

-Sens (x-x) : $T_x = \min(0.60 ; 0.95) = 0.60 \text{ s}$

-Sens (y-y) : $T_y = \min(1.00 ; 0.95) = 0.95 \text{ s}$

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 [4]., **R (Mixte portique / palées triangulées)**

Q : Facteur de qualité. Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma \times P_q$$

Tableau V. 1: Facteur de qualité

Critère q	Pq	
	XX	YY
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Q = 1 + 0,05 + 0,05 = 1.10		

V.6 Résultat de l'analyse dynamique :

V.6.1 Model initial :

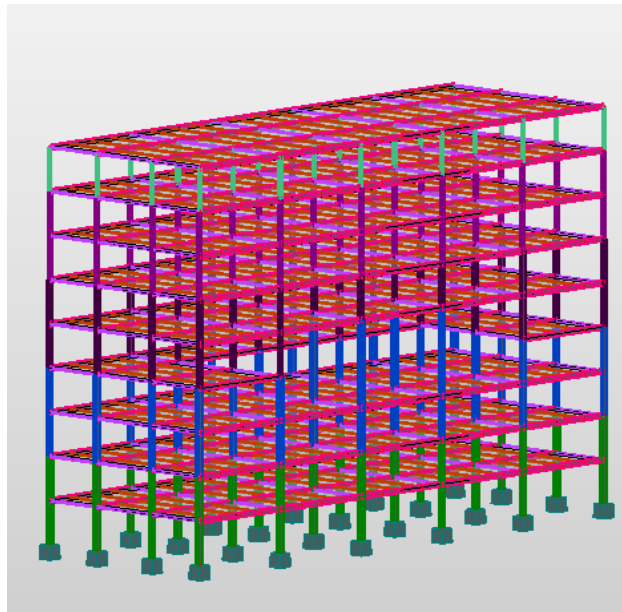


Figure V. 2: Vue en 3D du model initial (pré dimensionnement)

• Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau V. 2: Participation massique du model initial

Cas / Mode	Période (sec)	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masse Modale UX %	Masse Modale UY %
1	8,34	0,00	76,86	0,00	76,86
2	4,30	0,01	76,86	0,01	0,00
3	2,60	0,01	88,34	0,00	11,48
4	2,20	74,88	88,34	74,87	0,00
5	1,44	74,88	92,42	0,00	4,08
6	1,44	74,88	92,42	0,00	0,00
7	0,88	74,88	95,37	0,00	2,95
8	0,82	74,88	95,37	0,00	0,00
9	0,76	86,02	95,37	11,14	0,00
10	0,63	86,02	96,97	0,00	1,59

• Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale **T = 8.34 s**
- Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure auto-stable (sans contreventement), le critère $T_{dyn} > 1.3T_{emp}$ est non vérifié.

Le RPA impose le renforcement de telle structure avec des contreventements (par exemple des palées en X ou V).

- La structure est très souple donc on doit augmenter sa rigidité.

V.6.2 Model V1 :

On va ajouter des contreventements mixtes en V 2UPN240 suivant l'axe Y-Y avec l'augmentation des profilés. On a choisi un coefficient de comportement $R = 4$ (Tableau4.3[4])

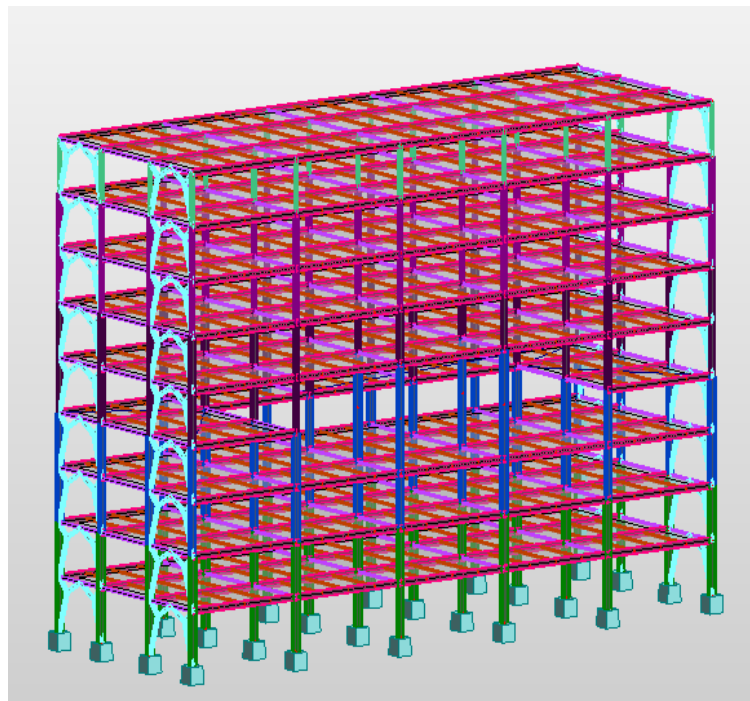


Figure V. 3: Vue en 3D du Model V1.

• **Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau V. 3: Participation massique du model V1

Cas / Mode	Période (sec)	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masse Modale UX %	Masse Modale UY %
1	3,1	0	82,33	0	82,33
2	2,27	0,03	82,33	0,03	0
3	1,63	72,67	82,33	72,64	0
4	1,41	72,76	82,33	0,08	0
5	1,41	72,77	82,33	0,01	0
6	1,41	72,77	82,33	0,01	0
7	1,41	72,78	82,33	0	0
8	1,41	72,82	82,33	0,05	0
9	1,41	72,83	82,33	0	0
10	1,4	74,31	82,33	1,49	0

• **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale **T = 3.1 s**
- Le premier mode est un mode translation autour de Y-Y.
- Le deuxième mode est un mode de torsion autour de Z-Z.
- Le troisième mode est un mode translation autour de X-X.

V.6.3 Model final :

Pour ce modèle, on a imposée d'utilisé des contreventement sur l'axe X-X et Y-Y et augmenter les sections des profilés comme il est représenté dans la figure .

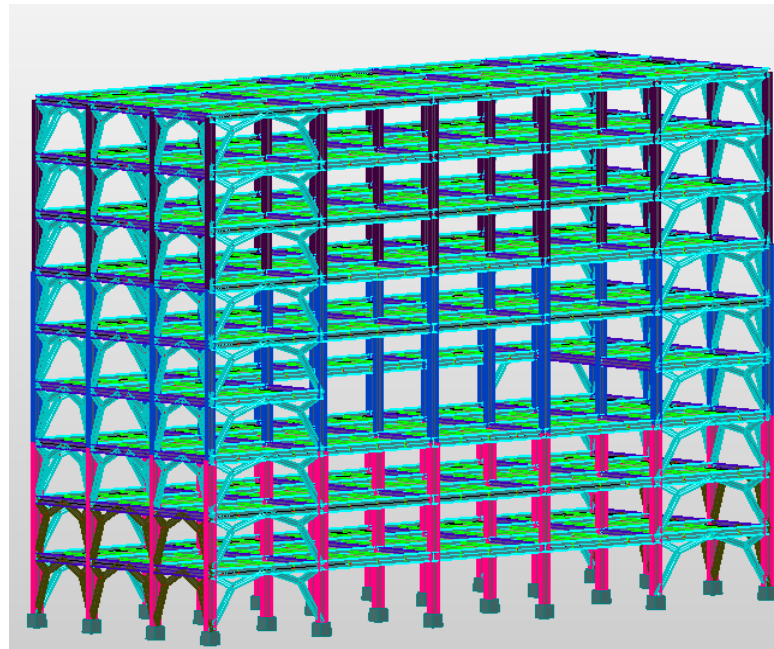


Figure V. 4: Vue en 3D du Model final.

• **Caractéristiques dynamiques propres du model final :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau V. 4: Participation massique du model final

Cas / Mode	Période (sec)	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masse Modale UX %	Masse Modale UY %
1	1,1	0	78,91	0	78,91
2	0,89	76,9	78,91	76,9	0
3	0,67	77,18	78,91	0,29	0
4	0,66	77,3	78,91	0,12	0
5	0,66	77,31	78,91	0,01	0
6	0,66	77,31	78,91	0	0
7	0,66	77,31	78,91	0	0
8	0,66	77,31	78,91	0	0
9	0,65	77,36	78,91	0,05	0
10	0,65	77,51	78,91	0,15	0
11	0,38	77,51	92,64	0	13,73
12	0,30	90,79	92,64	13,28	0,00

• **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.1$ s
- Le premier mode est un mode translation autour de Y-Y.
- Le deuxième mode est un mode translation autour de X-X.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de Z-Z.

Remarque :

La période $T = 1.1$ s est acceptable pour cet ouvrage.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{eme} mode (selon le RPA99 ver.03) .

V.6.4 Estimation de l'effort sismique à la base de la structure :

L'effort sismique à la base de la structure est estimé par la méthode statique équivalente (M.S.E); il est obtenu à partir de la formule empirique suivante :

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

- On calcule le facteur D suivant les deux directions par la formule suivante :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2.5 \times 1 \times (0.5 / 0.60)^{2/3} \quad D_x = 2.21$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2.5 \times 1 \times (0.5 / 0.95)^{2/3} \quad D_y = 1.62$$

- Le poids de la structure (W) $W = 70470,9$ KN

$$V_{ST} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} W \quad \rightarrow \quad V_y = 7848.69 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_x = 10707.17 \text{ KN}$$

- d'après le fichier des résultats de ROBOT 2020 on a :

$$F_1 = V_t^X = 9736.17 \text{ KN} \quad \text{et} \quad F_2 = V_t^Y = 7669.93 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{statique}$ et cela dans les deux sens

Tableau V. 5: vérification des efforts V sur le sens X-X et Y-Y

Sens	V dyn (KN)	0.8×V st (KN)	Observation
Sens X-X	9736.17	8565.73	Vérifiée
Sens Y-Y	7669.93	6278.95	Vérifiée

• Vérification des déplacements inter étage :

Tableau V. 6: déplacements inter étage

Etage	H (mm)	d _{ux} (mm)	d _{uy} (mm)	Δ x (mm)	Δ y (mm)	Δ x * R (mm)	Δ y * R (mm)	Δ adm (mm)	Observation
4 ^{eme} Nv	4000	62,59	64,58	8,17	7,89	32.68	31,56	40	Vérifiée
3 ^{eme} Nv	4000	54,42	56,69	8,59	8,11	34.36	32,44	40	Vérifiée
2 ^{eme} Nv	4000	45,83	48,58	8,79	8,49	35.16	33,96	40	Vérifiée
1 ^{er} Nv	4000	37,04	40,09	8,59	8,68	34.36	34,72	40	Vérifiée
Mezzanine	4000	28,45	31,41	8,18	8,56	32.72	34,24	40	Vérifiée
RDC	4000	20,27	22,85	6,78	7,28	27.12	29,12	40	Vérifiée
Entre sol -1	4000	13,49	15,57	5,85	6,53	23.4	26,12	40	Vérifiée
Entre sol -2	4000	7,64	9,04	4,70	5,42	18.8	21,68	40	Vérifiée
Entre sol -3	4000	2,94	3,62	2,94	3,62	11.76	14,48	40	Vérifiée

V.7 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Suivant l'article de RPA 99/version 2003, dans le cas des ossatures avec contreventements la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

V.7.1 Justification des contreventements sous charges verticales

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

L'effort normal total à la base de la structure $P_{tot} = 70470.9$ KN

L'effort normal à la base repris par les contreventements $P_{cv} = 6483.49$ KN

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = \frac{6483.49}{70470.9} = 0.0920 \times 100 = 9.20 \% < 20\% \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.7.2 Justification des portiques sous charges horizontale :

Les cadres auto-stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

Tableau V. 7: Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

Etage	V _x Total	V _y Total	V _x Portique	V _y Portique	X %	Y%	Observation
4 ^{eme} Nv	2151,87	1757,1	1706,84	954,41	79.31%	54.31%	Vérifiée
3 ^{eme} Nv	3976,33	3168,74	3127,06	1644,06	78.64%	51.88%	Vérifiée
2 ^{eme} Nv	5487,07	4288,64	4270,34	2188,83	77.82%	51.03%	Vérifiée
1 ^{er} Nv	6719,25	5211,41	5175,46	2643,52	77.02%	61.64%	Vérifiée
Mezzanine	7389,07	5714,94	5659,1	2887,24	76.58%	50.52%	Vérifiée
RDC	8240,03	6353,41	6311,76	3214,98	76.59%	50.60%	Vérifiée
Entre sol -1	8980,77	6935,99	6904,92	3516,56	76.88%	50.70%	Vérifiée
Entre sol -2	9509,63	7403,5	7326,79	3769,68	77.04%	50.91%	Vérifiée
Entre sol -3	9733,19	7666,58	7493,58	3951,78	76.99%	51.54%	Vérifiée

V.7.3 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 du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10 \quad \text{' Article 5.9 RPA99 version 2003 '}$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

$$P_K = \Sigma (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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

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

Tableau V. 8: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Etage	Pk (KN)	Vkx (kN)	Vky (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hi (cm)	Θx	Θy	Observation
4 ^{eme} Nv	8674.56	2151,98	1755,01	0,817	0,789	400	0,00823	0,00974	Vérifiée
3 ^{eme} Nv	16765.89	3976,28	3163,38	0,859	0,811	400	0,00905	0.01074	Vérifiée
2 ^{eme} Nv	24874.09	5486,84	4280,74	0,879	0,849	400	0,00996	0.01233	Vérifiée
1 ^{er} Nv	32989.08	6719,22	5205,6	0,859	0,868	400	0.01054	0.01375	Vérifiée
Mezzanine	38308.46	7389,16	5709,66	0,818	0,856	400	0.01060	0.01435	Vérifiée
RDC	46155.13	8240,16	6349,08	0,678	0,728	400	0.00949	0.01323	Vérifiée
Entre sol -1	54289.04	8980,82	6931,72	0,585	0,653	400	0.00884	0.01278	Vérifiée
Entre sol -2	62440.06	9509,7	7399,49	0,47	0,542	400	0.00771	0.01143	Vérifiée
Entre sol -3	70630.24	9733,14	7662,94	0,294	0,362	400	0.00533	0.00834	Vérifiée

• **Remarque :**

Les valeurs des pressions dynamiques q_p (chapitre 02) sont très petites para port a V_{dynx} et V_{dyny} (l'effort sismique à la base, chapitre 05) alors nous ne les prenons pas en considération à l'étude dynamique.

V.8 Conclusion

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée dans une zone de forte sismicité :

- période $T = 1.1$ s.
- Vérification du comportement model dans les 3 premiers modes.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la force sismique à la base.
- Vérification de déplacement inter étage.
- Vérification de Les palées de contreventement reprendre, au plus 20%.
- Vérification de Les cadres auto-stables reprendre, au moins 25%.
- Vérification de l'effet de P-Δ

Pour ces vérifications on résume les profilés finaux dans le tableau suivant :

Tableau V. 9: Les sections et les profilés des éléments de model final.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
Poteaux	E-sol -3 → E-sol -1	HEA 800
	RDC → Nv 1	HEA 700
	Nv 2 → Nv 4	HEA 650
Poutres principales	E-sol -3 → Nv 4	HEA 550
Poutres secondaires	E-sol -3 → Nv 4	HEA 320
Solives	E-sol -3 → Nv 4	IPE 300
Contreventement sens x-x	E-sol -3 → Nv 4	2UPN 380
Contreventement sens y-y	E-sol -3 → E-sol -2	2UPN 400
	E-sol -1 → Nv 4	2UPN 380

Chapitre VI :
Vérification de l'ossature

VI.1 INTRODUCTION :

Les structures métalliques sont la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

• Le flambement :

La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés, lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression (flambement simple), ou comprimées et fléchies (flambement flexion), et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

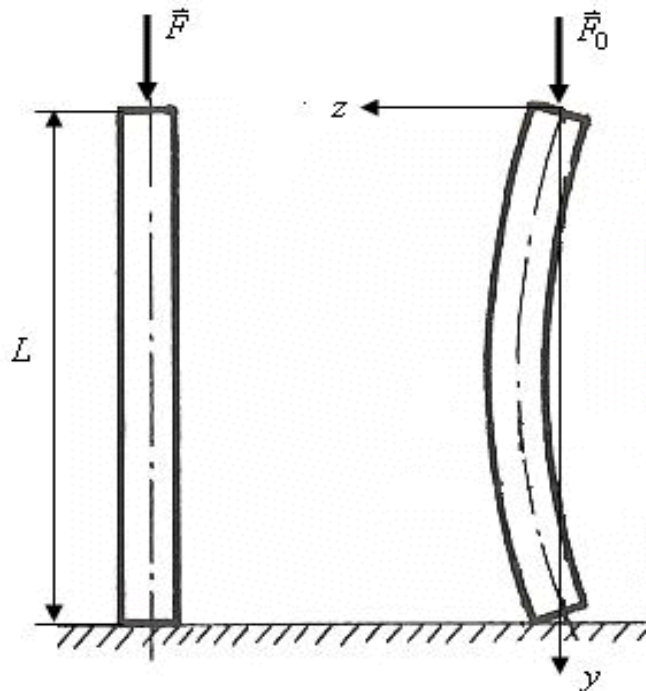


Figure VI. 1: Phénomène du flambement

Le déversement :

Instabilité de forme d'un élément de structure due à son élasticité et à son manque de rigidité latérale.

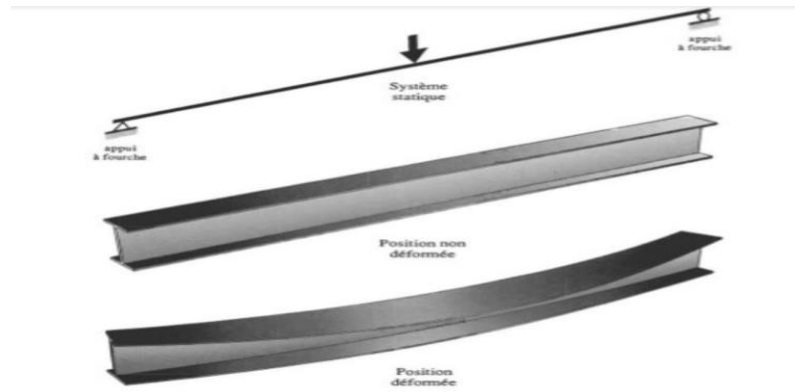


Figure VI. 2: Phénomène de déversement

VI.2 VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES HEA550 :

D'après ROBOT 2020 on tire le moment et l'effort tranchant d'appui le plus défavorables.

$$M_{sd} = 802.32 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 261.39 \text{ KN.m}$$

A. Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ N/m}^2 (\text{Béton de classe 25/30})$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times 25 \times 2.52 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 3770.55 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 226.5 \times 10^{-1}$$

$$R_{\text{acier}} = 5917.31 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle ou l'âme, donc on doit calculer R_w :

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

$$R_w = 0.95 \times f_y \times ((b - 2 \times t_f) \times t_w)$$

$$R_w = 0.95 \times 275 \times ((300 - 2 \times 24) \times 12.5) \times 10^{-3}$$

$$R_w = 822.93 \text{ KN}$$

$$R_w < R_{\text{béton}}$$

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

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

$$M_{pird} = 5917.31 \times \frac{540}{2} + 3770.55 \times \left(\frac{105}{2} + 55\right)$$

$$M_{pird} = 2003 \text{ KN.m}$$

B. Vérifications :

• Vérification de la flexion :

$$M_{sd} < M_{pird}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = 802.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{pird} = 2003 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pird} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} \quad V_{pl,rd} = \frac{275 \times 83.72 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1208.39 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 261.39 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pird} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• Interaction moment fléchissant / effort tranchant :

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 604.195 \text{ KN} > V_{sd} = 261.39 \text{ KN}$$

VI.3 VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES HEA 320 :

D'après ROBOT 2020 on tire le moment et l'effort tranchant d'appui le plus défavorables.

$$M_{sd} = 379.27 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 146.34 \text{ KN.m}$$

A. Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ N/m}^2 \text{ (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times 25 \times 1.62 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 2423.92 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 124.4 \times 10^{-1}$$

$$R_{acier} = 3249.95 \text{ KN}$$

$$R_{béton} < R_{acier}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle ou l'âme, donc on doit calculer R_w :

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

$$R_w = 0.95 \times f_y \times ((b - 2 \times t_f) \times t_w)$$

$$R_w = 0.95 \times 275 \times ((300 - 2 \times 15.5) \times 9) \times 10^{-3}$$

$$R_w = 632.48 \text{ KN}$$

$$R_w < R_{béton}$$

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

$$M_{pird} = R_{acier} \times \frac{h_a}{2} + R_{béton} \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{pird} = 3249.95 \times \frac{310}{2} + 2423.92 \times \left(\frac{105}{2} + 55\right)$$

$$M_{pird} = 764.31 \text{ KN.m}$$

B. Vérifications :

• Vérification de la flexion :

$$M_{sd} < M_{pird}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = 379.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{pird} = 764.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pird}$$

La condition est vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad V_{pl,rd} = \frac{275 \times 41.13 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 593.66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 146.34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pird}$$

La condition est vérifiée

• Interaction moment fléchissant / effort tranchant :

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 296.83 \text{ KN} > V_{sd} = 146.34 \text{ KN}$$

VI.4 VERIFICATION DES POTEAUX :

VI.4.1 Procédure de calcul :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M2 et M3 La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y_{sd}}$ et $M_{z_{sd}}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y_{sd}}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z_{sd}}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z_{sd}}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y_{sd}}$ correspondant.

● Combinaisons de charges :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

1,35 G + 1,5 Q [1] B.6.1.2

G + Q + E [4] 5.1

0,8 G ± E [4] 5.2

● Les étapes de la vérification du flambement par flexion : [3] partie 1-1

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y_{sd}}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z_{sd}}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec :

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0,90$$

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0,90$$

$$\chi_{\min} = (\chi_y ; \chi_z)$$

$\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

• Les étapes de vérification du déversement :

[3] partie 1-1

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times A \times f_y} + \frac{K_{LT} \times M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \times f_y} \leq 1$$

Avec :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{Sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15; \mu_{LT} \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$ est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

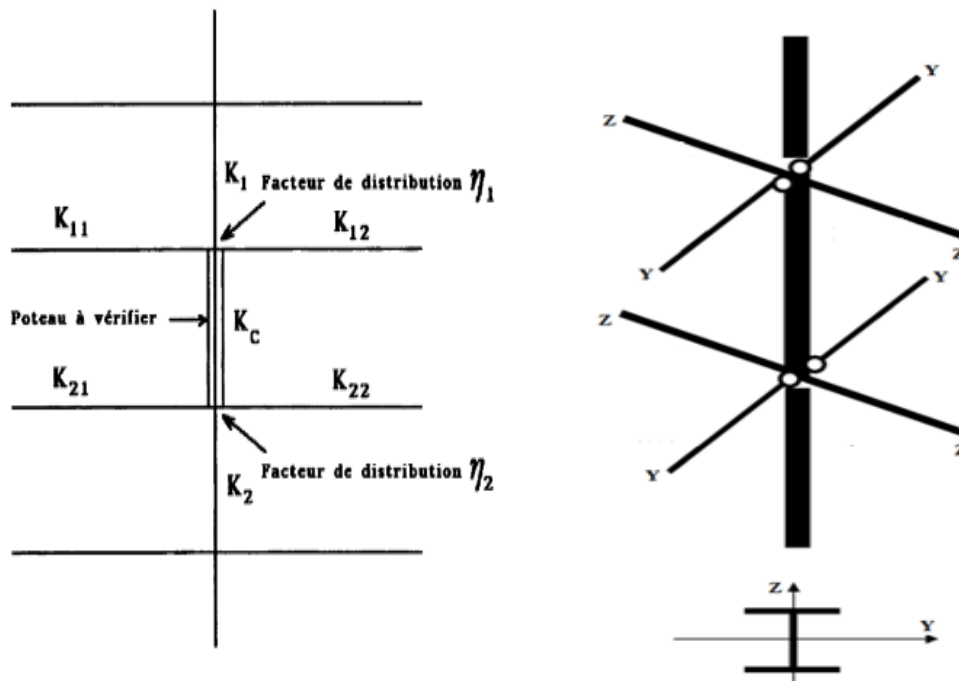


Figure VI. 3: La rigidité des barres.

VI.4.2 Exemple de calcul :

VI.4.2.1 Poteaux HEA 800 (Entre sol -2) :

1) Vérification du flambement :

Tableau VI. 1: Caractéristiques du profile HEA800.

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	W _{pl-z} cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA800	224	285.8	790	300	15	28	30	1312	8699	7682	842.6	32.58	6.65

Les efforts repris par le poteau sont :

$$M_y^{max} = 316.96 \text{ KN.m} , N_{corr} = 1936.23 \text{ KN} , M_z^{corr} = 0.74 \text{ KN.m}$$

Détermination de la longueur de flambement :

$$\frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \times \eta_2)^2$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

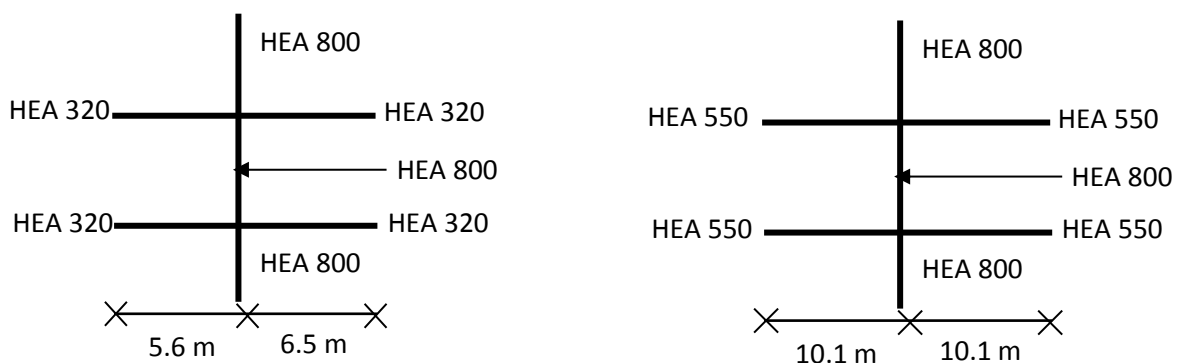


Figure VI. 4: La rigidité du poteau HEA800 sens Z-Z et Y-Y.

Avec :

K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutre} : rigidité des poutres = I / L

$$\eta_1 = 0.87 ; \eta_2 = 0.87 ; L_{fy} = 284 \text{ cm}$$

$$\eta_1 = 0.73 ; \eta_2 = 0.73 ; L_{fz} = 276 \text{ cm}$$

• Calcul de χ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{284}{32.58} = 8.71$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{276}{6.65} = 41.50$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{Ba} = \frac{8.71}{93.9\varepsilon} \times 1 = 0,10 < 0,20$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{Ba} = \frac{41.50}{93.9\varepsilon} \times 1 = 0,48 > 0,20$$

$$\frac{h}{b} = \frac{790}{300} = 2.63 > 1,2 \quad ; \quad t_f = 28 \text{ mm} < 40$$

{Axe yy \rightarrow courbe a $\rightarrow \alpha_y = 0.21$

{Axe zz \rightarrow courbe b $\rightarrow \alpha_z = 0.34$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,10 - 0,2) + 0,10^2]$$

$$\phi_y = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34(0,48 - 0,2) + 0,48^2]$$

$$\phi_z = 0,66$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,49 + \sqrt{0,49^2 - 0,10^2}}$$

$$\chi_y = 1,03$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,48^2}}$$

$$\chi_z = 0.90$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (1.03 ; 0.90) = 0.90$$

• Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_y \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0,90$$

$$\beta_{M\phi} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi \quad \text{Avec } \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\phi_y = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{5.60}{5.60} = 1$$

$$\beta_{My} = 1.1$$

$$\mu_y = 0.10 \times ((2 \times 1.1) - 4) + \frac{8699 - 7682}{7682}$$

$$\mu_y = -0.047 \leq 0.90$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.047 \times 1936.23 \times 10^3}{1.03 \times 28580 \times 275}$$

$$K_y = 1.01 \leq 1.5$$

• Calcul de K_z :

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M\phi} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\beta_{M\phi} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi \quad \text{Avec } \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\phi_z = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{4}{8} = 0.5$$

$$\beta_{Mz} = 1.45$$

$$\mu_z = 0.48 \times ((2 \times 1.45) - 4) + \frac{1312 - 842.8}{842.8}$$

$$\mu_z = 0.028 \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{0.028 \times 1936.23 \times 10^3}{0.90 \times 28580 \times 275}$$

$$K_z = 0.99 \leq 1.5$$

●Vérification de δ :

$$\frac{1936.23 \times 10^3}{0,9 \times 28580 \times 275 / 1,1} + \frac{1.01 \times 316.96 \times 10^3}{7682000 \times 275 / 1,1} + \frac{0.99 \times 0.74 \times 10^3}{842600 \times 275 / 1,1} = 0.30 < 1$$

$\delta = 0.30 < 1$ Condition vérifier .

2) Vérification du déversement :

Calcul de K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,90$$

$$\beta_{Mz} = 1.45$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.48 \times 1.45 - 0.15$$

$$\mu_{LT} = -0.045 \leq 0.90$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.045 \times 1936.23 \times 10^3}{0.90 \times 28580 \times 275}$$

$$K_{LT} = 1 \leq 1$$

Calcul de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$c_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = 33.44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = 0.38$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,59$$

$$\chi_{LT} = 0.96$$

Calcul de K_z :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M\varphi} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0.028 \leq 0.90$$

$$K_z = 0.99 \leq 1.5$$

•Vérification de δ :

$$\frac{1936.23 \times 10^3}{0,9 \times 28580 \times 275/1,1} + \frac{1 \times 316.96 \times 10^3}{0.96 \times 8699000 \times 275/1,1} + \frac{0.99 \times 0.74 \times 10^3}{1312000 \times 275/1,1} = 0.30 < 1$$

$\delta = 0.30 < 1$ Condition vérifier .

VI.4.2.2 Vérifications des Poteaux centraux :

Tableau VI. 2: Valeurs des K dans le sens (Z-Z)

Poteau	Etage	K_c	$K_{c.1}$	$K_{c.2}$	$K_{b.1.1}$	$K_{b.1.2}$	$K_{b.2.1}$	$K_{b.2.2}$	μ_1	μ_2	K
Central	4 eme Nv	29,3	0	29,3	12,47	10,75	12,47	10,75	0,56	0,72	0,67
	3 eme Nv	29,3	29,3	29,3	12,47	10,75	12,47	10,75	0,72	0,72	0,69
	2 eme Nv	29,3	29,3	30,45	12,47	10,75	12,47	10,75	0,72	0,72	0,69
	1 er Nv	30,45	29,3	30,45	12,47	10,75	12,47	10,75	0,72	0,72	0,69
	Mezz	30,45	30,45	30,45	12,47	10,75	12,47	10,75	0,72	0,72	0,69
	RDC	30,45	30,45	31,6	12,47	10,75	12,47	10,75	0,72	0,73	0,69
	Entre soul-1	31,6	30,45	31,6	12,47	10,75	12,47	10,75	0,73	0,73	0,69
	Entre soul-2	31,6	31,6	31,6	12,47	10,75	12,47	10,75	0,73	0,73	0,69
	Entre soul-3	31,6	31,6	0	13,16	10,75	0	0	0,73	0	0,6

Tableau VI. 3: Valeurs des K dans le sens (Y-Y)

Poteau	Etage	K_c	$K_{c.1}$	$K_{c.2}$	$K_{b.1.1}$	$K_{b.1.2}$	$K_{b.2.1}$	$K_{b.2.2}$	μ_1	μ_2	K
Central	4 eme Nv	438	0	438	110,79	110,79	110,79	110,79	0,66	0,80	0,69
	3 eme Nv	438	438	438	110,79	110,79	110,79	110,79	0,80	0,80	0,70
	2 eme Nv	438	438	538,25	110,79	110,79	110,79	110,79	0,80	0,82	0,70
	1 er Nv	538,25	438	538,25	110,79	110,79	110,79	110,79	0,82	0,83	0,71
	Mezz	538,25	538,25	538,25	110,79	110,79	110,79	110,79	0,83	0,83	0,71
	RDC	538.25	538,25	758,5	110,79	110,79	110,79	110,79	0,83	0,85	0,71
	Entre soul-1	758,5	538.25	758.5	110,79	110,79	110,79	110,79	0,85	0,87	0,71
	Entre soul-2	758.5	758,5	758.5	110,79	110,79	110,79	110,79	0,87	0,87	0,71
	Entre soul-3	758.5	758,5	0	110,79	110,79	0	0	0,87	0	0,62

A. Cas n°1 :

$$N_{max}, M_y^{corr}, M_z^{corr}$$

D'après les résultats du logiciel ROBOT :

Tableau VI. 4: Les résultats des efforts.

Etage	Numéro	N_{max}	M_y^{corr}	M_z^{corr}
4 eme Nv	59	629,68	-6,4	-36,69
3 eme Nv	775	1325,78	-2,61	-34,64
2 eme Nv	772	2024,5	-9,66	-32,15
1 er Nv	761	2730,87	7,57	-28,56
Mezzanine	856	3014,14	-0,22	18,03
RDC	825	3776,61	-1,42	18,14
Entre soul-1	822	4483,3	0,04	14,12
Entre soul-2	790	5196,77	0,18	8,56
Entre soul-3	787	5919,09	0,15	2,15

Tableau VI. 5: Les résultats du flambement

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{\min}	K_y	K_z		
4 ^{eme} Nv	HEA650	276	268	0,92	1	1,01	0,11	Vérifiée
3 ^{eme} Nv	HEA650	280	276	0,91	1,01	1,03	0,23	Vérifiée
2 ^{eme} Nv	HEA650	280	276	0,91	1,02	1,05	0,36	Vérifiée
1 ^{er} Nv	HEA700	284	276	0,9	1,02	1,07	0,46	Vérifiée
Mezz	HEA700	284	276	0,9	1,02	1,07	0,46	Vérifiée
RDC	HEA700	284	276	0,9	1,03	1,07	0,64	Vérifiée
Entre soul-1	HEA800	284	276	0,9	1,02	1,05	0,69	Vérifiée
Entre soul-2	HEA800	284	276	0,9	1,03	0,97	0,8	Vérifiée
Entre soul-3	HEA800	248	240	0,94	1	0,68	0,88	Vérifiée

Tableau VI. 6: Les résultats du déversement

Déversement								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		L_{LT}	l_{fz}	X_{LT}	K_{LT}	K_z		
4 ^{eme} Nv	HEA650	268	268	0,91	1	1,01	0,11	Vérifiée
3 ^{eme} Nv	HEA650	276	276	0,91	1	1,03	0,23	Vérifiée
2 ^{eme} Nv	HEA650	276	276	0,91	1	1,05	0,36	Vérifiée
1 ^{er} Nv	HEA700	276	276	0,89	1	1,07	0,46	Vérifiée
Mezz	HEA700	276	276	0,89	1	1,07	0,46	Vérifiée
RDC	HEA700	276	276	0,89	1	1,07	0,64	Vérifiée
Entre soul-1	HEA800	276	276	0,96	1	1,05	0,69	Vérifiée
Entre soul-2	HEA800	276	276	0,96	1	0,97	0,8	Vérifiée
Entre soul-3	HEA800	240	240	0,96	1	0,68	0,88	Vérifiée

B. Cas n°2 :

$$M_y^{max}, N_{corr}, M_z^{corr}$$

D'après les résultats du logiciel ROBOT :

Tableau VI. 7: Les résultats des efforts.

Niveau	Numéro	M_y^{max}	N_{corr}	M_z^{corr}
4 eme Nv	118	547	217,11	-2,43
3 eme Nv	248	335,06	461,02	1,71
2 eme Nv	1108	343,03	683,53	-1,62
1 er Nv	1095	353,82	942,93	-1,51
Mezzanine	235	349,97	1202,54	1,35
RDC	1099	324,7	1452,39	-1,24
Entre soul-1	1096	331	1752,13	-1
Entre soul-2	216	316,96	1936,23	0,74
Entre soul-3	1154	225,64	2165,8	-0,42

Tableau VI. 8: Les résultats du flambement

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{min}	K_y	K_z		
4 eme Nv	HEA650	276	268	0,91	1	1	0,04	Vérifiée
3 eme Nv	HEA650	280	276	0,91	1	1,01	0,08	Vérifiée
2 eme Nv	HEA650	280	276	0,91	1	1,02	0,12	Vérifiée
1 er Nv	HEA700	284	276	0,9	1	1,02	0,16	Vérifiée
Mezz	HEA700	284	276	0,9	1,01	1,02	0,2	Vérifiée
RDC	HEA700	284	276	0,9	1,01	1,02	0,24	Vérifiée
Entre soul-1	HEA800	284	276	0,9	1,01	1,02	0,27	Vérifiée
Entre soul-2	HEA800	284	276	0,9	1,01	0,99	0,3	Vérifiée
Entre soul-3	HEA800	248	240	0,94	1	0,88	0,32	Vérifiée

Tableau VI. 9: Les résultats du déversement

Déversement								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		L_{LT}	l_{fz}	X_{LT}	K_{LT}	K_z		
4 eme Nv	HEA650	268	268	0,91	1	1	0,04	Vérifiée
3 eme Nv	HEA650	276	276	0,91	1	1,01	0,08	Vérifiée
2 eme Nv	HEA650	276	276	0,91	1	1,02	0,12	Vérifiée
1 er Nv	HEA700	276	276	0,89	1	1,02	0,16	Vérifiée
Mezz	HEA700	276	276	0,89	1	1,02	0,2	Vérifiée
RDC	HEA700	276	276	0,89	1	1,02	0,24	Vérifiée
Entre soul-1	HEA800	276	276	0,96	1	1,02	0,27	Vérifiée
Entre soul-2	HEA800	276	276	0,96	1	0,99	0,3	Vérifiée
Entre soul-3	HEA800	240	240	0,96	1	0,88	0,32	Vérifiée

C. Cas n°3 :

$$M_z^{max}, N_{corr}, M_y^{corr}$$

D'après les résultats du logiciel ROBOT :

Tableau VI. 10: Les résultats des efforts.

Niveau	Numéro	M_z^{max}	N_{corr}	M_y^{corr}
4 eme Nv	72	79,76	242,45	-23,64
3 eme Nv	778	88,37	539,03	-17,77
2 eme Nv	776	100,65	1461,03	2,29
1 er Nv	962	112,72	1970,33	-5,25
Mezzanine	758	114,13	1985,78	-7,48
RDC	821	116,66	2550,26	-8,09
Entre soul-1	818	119,75	3079,23	-1,85
Entre soul-2	794	85,18	3599,78	-2,03
Entre soul-3	658	73,58	4230,41	-2,53

Tableau VI. 11: Les résultats du flambement

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{\min}	K_y	K_z		
4 eme Nv	HEA650	276	268	0,91	1	1	0,04	Vérifiée
3 eme Nv	HEA650	280	276	0,91	1	1,01	0,09	Vérifiée
2 eme Nv	HEA650	280	276	0,91	1,01	1,04	0,26	Vérifiée
1 er Nv	HEA700	284	276	0,9	1,01	1,05	0,33	Vérifiée
Mezz	HEA700	284	276	0,9	1,01	1,04	0,33	Vérifiée
RDC	HEA700	284	276	0,9	1,02	1,04	0,43	Vérifiée
Entre soul-1	HEA800	284	276	0,9	1,01	1,03	0,47	Vérifiée
Entre soul-2	HEA800	284	276	0,9	1,02	0,98	0,56	Vérifiée
Entre soul-3	HEA800	248	240	0,94	1	0,77	0,63	Vérifiée

Tableau VI. 12: Les résultats du déversement

Déversement								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		L_{LT}	l_{fz}	X_{LT}	K_{LT}	K_z		
4 eme Nv	HEA650	268	268	0,91	1	1	0,04	Vérifiée
3 eme Nv	HEA650	276	276	0,91	1	1,01	0,09	Vérifiée
2 eme Nv	HEA650	276	276	0,91	1	1,04	0,26	Vérifiée
1 er Nv	HEA700	276	276	0,89	1	1,05	0,33	Vérifiée
Mezz	HEA700	276	276	0,89	1	1,04	0,33	Vérifiée
RDC	HEA700	276	276	0,89	1	1,04	0,43	Vérifiée
Entre soul-1	HEA800	276	276	0,96	1	1,03	0,47	Vérifiée
Entre soul-2	HEA800	276	276	0,96	1	0,98	0,56	Vérifiée
Entre soul-3	HEA800	240	240	0,96	1	0,77	0,63	Vérifiée

VI.5 VERIFICATION DES CONTREVENTEMENTS**VI.5.1 Vérification des palées en (V) 2UPN380 sens (X-X) :**

- **Vérification à la traction :**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau Est sol-2

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{trd}$$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- N_{sd} : Effort normal maximum (traction), $N_{sd} = 1288.76KN$
- N_{trd} : Effort normal plastique.

$$N_{trd} = \frac{80.4 \times 2 \times 275}{1.1} = 4020kN \Rightarrow N_{sd} \leq N_{trd} \quad \Rightarrow r = 0.32 \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification a la compression :**

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (2UPN380) $N_{sd}=1288.76kN$ donc on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\lambda}_y = \frac{321}{\frac{14}{\lambda_1 \varepsilon}} = 0.26 \\ \overline{\lambda}_z = \frac{321}{\frac{2.77}{\lambda_1 \varepsilon}} = 1.34 \end{array} \right\} > 0.2 \Rightarrow \text{risque de flambement}$$

Selon CCM (Tableau 55.3) la courbe de profil UPN 'C' $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\phi_y = 0.54 ; \chi_y = 0.98$$

$$\phi_z = 1.67 ; \chi_z = 0.37$$

$$\text{Donc : } \chi_{min} = 0.37$$

$N_{b,rd}$ Pour (1 seul UPN) avec $\frac{1}{2}(N_{sd})$.

$$N_{b,rd} = 743.7 KN > N_{sd} = 644.38 KN ; r = 0.86$$

VI.5.2 Vérification des palées en (V) 2UPN400 sens (Y-Y) :

- **Vérification à la traction :**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau Est sol-3

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{trd}$$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- N_{sd} : Effort normal maximum (traction), $N_{sd} = 1670.77kN$
- N_{trd} : Effort normal plastique.

$$N_{trd} = \frac{91.5 \times 2 \times 275}{1.1} = 4575kN \Rightarrow N_{sd} \leq N_{trd} \Rightarrow r = 0.36 \text{ La condition est vérifiée.}$$

•Vérification à la compression :

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (2UPN400) $N_{sd}=1670.77KN$ donc on vérifie :

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \frac{316}{14.9} = 0.24 \\ \bar{\lambda}_z &= \frac{316}{3.04} = 1.20 \end{aligned} \right\} > 0.2 \Rightarrow \text{risque de flambement}$$

Selon CCM (Tableau 55.3) la courbe de profil UPN 'C' $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\phi_y = 0.53 ; \chi_y = 0.99$$

$$\phi_z = 1.46 ; \chi_z = 0.43$$

$$\text{Donc : } \chi_{min} = 0.43$$

$N_{b,rd}$ pour (1 seul UPN) avec $\frac{1}{2}(N_{sd})$.

$$N_{b,rd} = 983.625 KN > N_{sd} = 835.385 KN \quad r = 0.84 \text{ condition vérifier}$$

VI.6 Conclusion :

Les profilés choisis résistent aux différents phénomènes d'instabilité et sont donc validés pour constituer les éléments porteurs de notre structure et d'accomplir leur fonction de résistance et de stabilité structurelle.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
Poteaux	E-sol -3 \rightarrow E-sol -1	HEA 800
	RDC \rightarrow Nv 1	HEA 700
	Nv 2 \rightarrow Nv 4	HEA 650
Poutres principales	E-sol -3 \rightarrow Nv 4	HEA 550
Poutres secondaires	E-sol -3 \rightarrow Nv 4	HEA 320
Contreventement sens x-x	E-sol -3 \rightarrow Nv 4	2UPN 380
Contreventement sens y-y	E-sol -3 \rightarrow E-sol -2	2UPN 400
	E-sol -1 \rightarrow Nv 4	2UPN 380

Chapitre VII :
Calcul et vérification des
assemblages

VII.1 Introduction

L'assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Ces dispositifs 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.

On distingue parmi les assemblages :

- ✓ Les assemblages articulés
- ✓ Les assemblages encastrés (rigides)

VII.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- ***Le boulonnage*** : On distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées :
 - a) ***Les boulons ordinaires***
 - b) ***Les boulons à haute résistance***
- ***Le soudage*** : Est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification

Dans cette présente étude, l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VII.3 Calcul des assemblages

Dans ce chapitre (07), les types d'assemblages 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 des contreventements en V.
- Assemblage du pied de poteau.

Tableau VII. 1: Classes des boulons

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons								
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
As (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section nominale du boulon.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

VII.4 Les assemblages :

VII.4.1 Assemblage poteau-poteau :

Dans ce type d'assemblage on propose de méthode de calcul :

a- Assemblage poteau- poteau par couvre joint.

- Poteau HEA800 – HEA800 : (par couvre joint) :

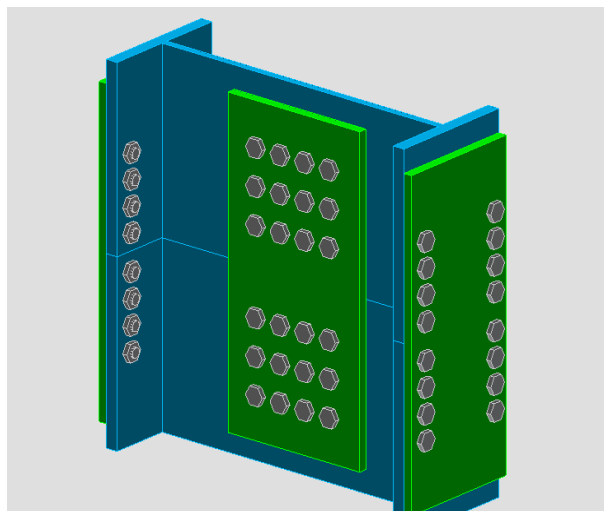


Figure VII. 1: Assemblage poteau-poteau HEA800-HEA800

Donnée de calcul : On tire les valeurs suivantes à partir du **ROBOT 2020**, l'assemblage ci-dessus est sollicité par :

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 4086.05 \text{ KN} \\ M_{sd} &= 466.47 \text{ KN.m} \\ V_{sd} &= 252.19 \text{ KN} \end{aligned}$$

1. Assemblage des semelles par couvre joint :

A partir le logiciel **ROBOT 2020** on opte les résultats suivants :

Pour l'âme : 24 boulons HR 10.9 de diamètre 22 (M22)

Pour la semelle : 16 boulons HR 10.9 de diamètre 22 (M22), pour chaque semelle

Boulons HR.10.9 coefficients de frottement $\mu = 0.3$ $K_s = 2$ (trous nominaux) $\gamma_{ms} = 1.25$

HR10.9 $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

- **Disposition constructive des boulons :**

$$\begin{aligned} 1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) & \quad \mathbf{36\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}} \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) & \Rightarrow \mathbf{52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}} \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) & \quad \mathbf{36\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}} \\ 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) & \quad \mathbf{72\text{mm} \leq p_2 \leq 280\text{mm}} \end{aligned}$$

$$e_1 = 55\text{mm}; p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$e_2 = 75 \text{ mm}; p_2 = 150 \text{ mm}$$

La valeur de l'effort normale dans la semelle (due à M_{sd}) :

$$N_M = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{466.47}{790 - 28} = 612.16 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort normale due à N_{sd} :

$$N_N = N_{sd} \times \frac{b_{tf}}{A} = \frac{4086.05 \times 300 \times 28}{285.83 \times 100} = 1200.81 \text{ KN}$$

$$N_T = N_N + N_M = 1200.81 + 612.16 = 1812.97 \text{ KN.}$$

a) Vérification de la résistance au glissement :

On doit vérifier : $F_{vsd} < F_{srd}$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{1812.97}{(16 \times 2)} = 56.65 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 1 \times 2 \times 0.3 \times \frac{192.5}{1.25} = 92.4 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 56.65 \text{ KN} < F_{srd} = 92.24 \text{ KN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

b) Vérification de la pression diamétrale sur la semelle :

$$F_{vsd} < F_{brd}$$

Donnée: $f_{ub}=430\text{MPa}$; $d=22\text{mm}$; $\gamma_{ms}= 1.25$; $t=20\text{mm}$; $d_0= 24\text{mm}$,

$$\alpha = \min\left(\left(\frac{e_1}{3d_0}\right); \left(\frac{p_1}{3d_0}\right) - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.76; 0.72; 2.32; 1)$$

$$\alpha = 0.72$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{ms}} = \frac{2.5 \times 0.72 \times 430 \times 22 \times 20}{1.25} = 272.44 \text{ KN}$$

$F_{vsd} = 56.65\text{KN} < F_{brd} = 272.44 \text{ KN} \rightarrow$ c'est vérifiée

c) Vérification de la contrainte de traction dans la semelle :

$$A_{brutte} = b \cdot t_f = 300 \times 28 = 8400 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 2d) \times t_f = (300 - (2 \times 22)) \times 28 = 7168 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_T}{A_{net}} = \frac{1812.97 \times 1000}{7168} = 252.92 \text{ MPa} < 275 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

2. Assemblage âme par couvre joint :

Le choix des boulons

On choisit 24 boulons, 22mm de diamètre (M22) de classe HR.10.9

M22, $d=22\text{mm}$, $d_0= 24\text{mm}$

• Disposition constructive des boulons :

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 36\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 36\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 72\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}; p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = 75 \text{ mm}; p_2 = 150 \text{ mm}$$

On choisit une platine de (700×350×20) mm

a- Résistance au cisaillement d'un couvre joint d'âme:

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = (A_V \times f_y) / (\gamma_{m0} \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = \frac{140 \times 100 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 2020.725 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 252.19 \text{ KN} < 2020.725 \text{ KN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

b- Résistance au cisaillement des boulons de l'âme :

Il faut vérifier que : $F_{Sd} < F_{brd}$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{ms}}$$

$$\alpha = \min\left(\left(\frac{e_1}{3d_0}\right); \left(\frac{p_1}{3d_0}\right) - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$


$$\alpha = \min(0.69; 0.86; 2.32; 1)$$

$$\alpha = 0.69$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{ms}} = \frac{2.5 \times 0.69 \times 430 \times 22 \times 20}{1.25} = 261.09 \text{ KN}$$

$$F_{Sd} = 252.19 \text{ KN}$$

$$F_{Sd} = 252.19 \text{ KN} < F_{brd} = 261.09 \text{ KN} \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 Calcul du raccordement de l'épaisseur de poteau à poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,91

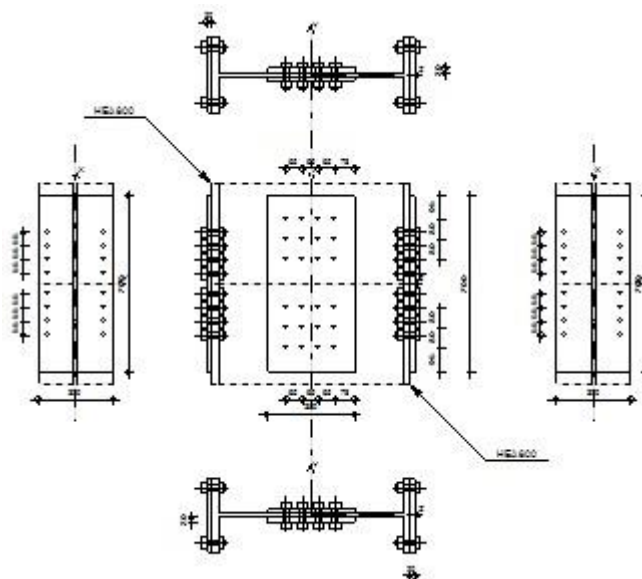


Figure VII. 2: Vérification de l'assemblage poteau-poteau

VII.4.2 Assemblage poutre-solive :

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

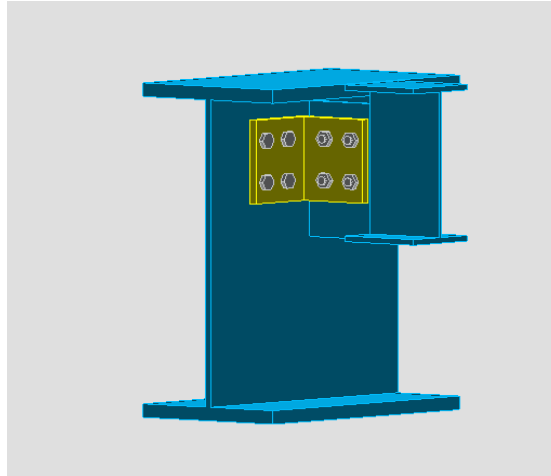


Figure VII. 3: assemblage poutre solive IPE300-HEA550

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre HEA550 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 540\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 24; t_w = 13\text{mm} \\ A = 211.76\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Solive IPE300 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 300\text{mm}; b = 150\text{mm}; t_f = 11; t_w = 7\text{mm} \\ A = 53.81\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

$$V_{sd} = 98.38 \text{ KN}$$

Dimensionnement de l'assemblage :

- **Choix des boulons :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

On a une cornière **CAE150 × 150 × 15**

$$t \leq 10\text{mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25\text{mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 10\text{mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On choisit 8 boulons de diamètre 16 mm (M16) de classe 6.6.

d_0 : Diamètre du trou du boulon.

$$d_0 = d + \alpha$$

α : Le jeu entre le boulon et le trou, dépend du diamètre du boulon.

$$\alpha = 1 \text{ mm} \quad \text{si} \quad d \leq 14 \text{ mm}$$

$$\alpha = 2 \text{ mm} \quad \text{si} \quad 16 \leq d \leq 24 \text{ mm}$$

$$\alpha = 3 \text{ mm} \quad \text{si} \quad d > 24 \text{ mm}$$

$$M16 \Rightarrow d = 16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm}$$

- **Disposition constructive des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 180\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{27\text{mm} \leq e_2 \leq 180\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{54\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}}$$

$$e_1 = 45 \text{ mm}; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 55 \text{ mm}; p_2 = 60 \text{ mm}$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{(EC3. tab. 6.5.3)}$$

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad : A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction} \quad : \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 157}{1,25} = 45.216 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = n \times F_{v,rd} = 8 * 45.216 = 361.728 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 98.38 \text{ kN} < F_{vrd} = 361.728 \text{ KN} \rightarrow$ Donc la condition est vérifiée

- **Vérification de la pression diamétrale**

On a une cornière **CAE150 × 150 × 15**

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6.5.3)}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0.83 ; 0.86 ; 2.32 ; 1) = 0.83$$

$F_{b,rd}$: la résistance à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,rd}$: Effort de cisaillement par boulon

$d = 16$; $d_0 = 18$; $t = 15 \text{ mm}$; $\gamma_{Mb} = 1.25$; $f_u = 430 \text{ MPa}$;

$e_1 = 45 \text{ mm}$; $p_1 = 60 \text{ mm}$

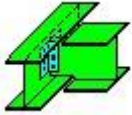
$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.83 \times 430 \times 16 \times 15}{1,25} = 171.31 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n_b \times n_s} = \frac{98.38}{4 \times 2} = 12.30 \text{ kN} < F_{b,rd} = 171.31 \text{ KN}$$

Donc **la pression diamétrale est vérifiée.**

On opte donc **8 boulons** de diamètre (**M16**) de classe **6.6** et une cornière de (**150x150x15**)



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

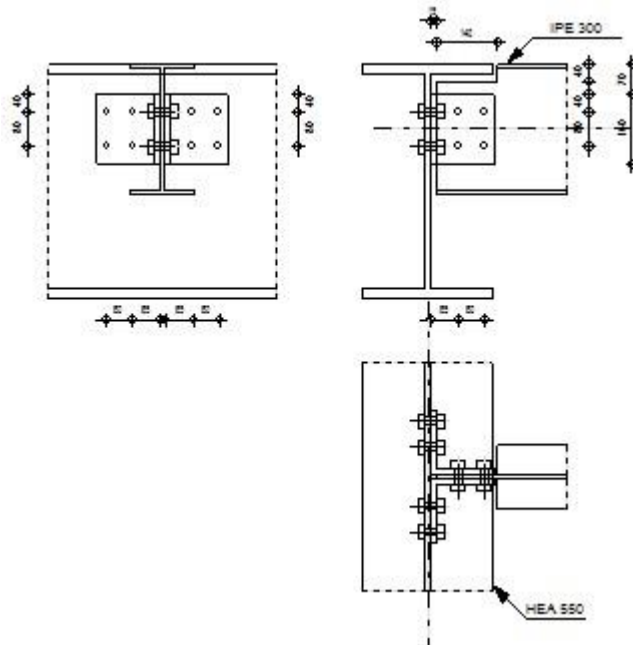
Ratio
0,78

Figure VII. 4: Vérification d'assemblage solive-poutre

VII.4.3 Assemblage poteau-poutre :

- Effort sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison **ELU**

$$M_{sd} = 781.02 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 273.70 \text{ KN}$$

- Poutre HEA550 :

$$h = 540 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_w = 13 \text{ mm}; t_f = 24 \text{ mm}; A = 211.76 \text{ cm}^2$$

- Poteau HEA700 :

$$h = 690 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_w = 14 \text{ mm}; t_f = 27 \text{ mm}; A = 260.48 \text{ cm}^2$$

- calcul de soudure de la poutre HEA550 :

l'épaisseur du cordon sur semelle :

la nuance d'acier utilisé est S275 alors :

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 24 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 11.99 \text{ mm}$$

On prend $a_f = 19 \text{ mm}$

L'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 13 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 6.50 \text{ mm}$$

On prend $a_w = 10 \text{ mm}$

❖ **Vérification de la soudure :**

- on suppose que le moment M est reprise uniquement par les cordons de soudure 1 et 2
- on suppose que l'effort N est reprise par le cordon de soudure 3

nuance d'acier S275 :

$$L_3 = 492 \text{ mm}$$

$$L_2 = 143.5 \text{ mm}$$

$$L_1 = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$t_w = 13 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$h = 540 \text{ mm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times L_3 \times a \times f_{us}}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$V = 273.70 \text{ KN}$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 492 \times 10 \times 430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.3} = 1563.24 \text{ KN}$$

$V \leq V_{adm}$ **condition vérifiée**

Vérification du moment :

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times h}$$

$$I_s = 2aL_1 \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4L_2 a \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

$$M = 781.02 \text{ KN.m}$$

$$I_s = 2.08 \times 10^9 \text{mm}^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 2.08 \times 10^9 \times 430}{0.85 \times 1.30 \times 540} = 2119.78 \text{KN.m}$$

$$M \leq M_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des boulons HR :**

Choix de diamètre du boulons :

On à l'épaisseur $t = 24 \text{ mm}$ donc on prend $\phi = 24 \text{ mm}$

Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \quad \text{Et} \quad F_{v,rd} = \frac{0.5 f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0.5 \times A_s \times f_{ub}} = \frac{273.70 \times 1.25}{0.5 \times 353 \times 1000} = 1.93$$

On prend $n=12 \left\{ \begin{array}{l} \text{nombre de file : 2} \\ \text{nombre des boulons par ranger : 6} \end{array} \right.$

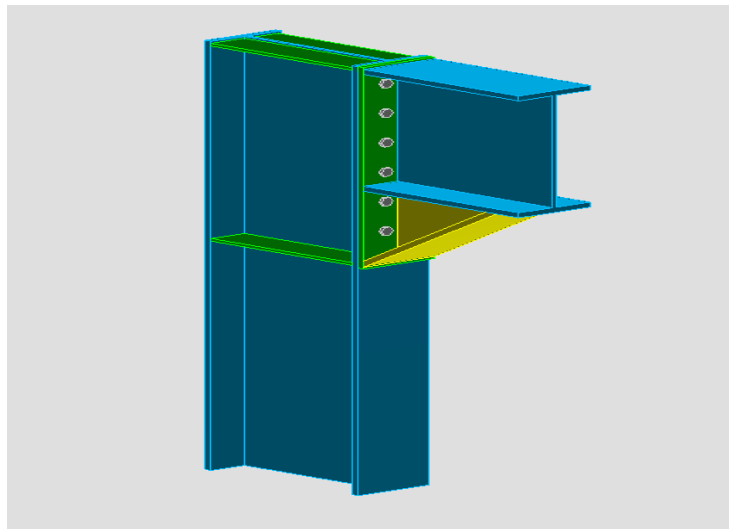


Figure VII. 5: Assemblage poteau-poutre HEA700- HEA550

- **Disposition constructive des boulons :**

On a l'épaisseur de la platine égale à 24 mm, et on a 12 boulons HR de diamètre 24 mm et de classe 10.9.

La procédure de calcul est la suivante :

- Donner les dispositions constructives et les conditions pour choisir les valeurs de e_1, p_1, e_2 et p_2 ;
- Choisir une valeur pour e_1, p_1, e_2 et p_2 , de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives ;
- La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale ;

Les conditions de la disposition constructive sont : **(Réf 05 .6.5.1)**

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

On choisit une platine de (560 × 210 × 24) mm

$$e_1 = 80 \text{ mm} ; p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm} ; p_2 = 120 \text{ mm}$$

c) Détermination des efforts max F_{M1} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$F_{Mi} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 428 \text{ mm}; d_2 = 278 \text{ mm}; d_3 = 128 \text{ mm}; d_4 = 62 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 802816\text{mm}^2$$

Il faut vérifier que : $F_{m1} \leq nF_p$

Avec : $n = 2$ (nombre de boulons par rangés)

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon (1000 N/mm² pour les boulons HR10.9)

A_s : L'aire de la section du boulon

$$nF_p = 2 \times 0.7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 494.2 \text{ KN}$$

$$F_{M1} = \frac{781.02 \times 428 \times 10^3}{802816}$$

$$F_{M1} = 416.38 \text{ KN} < nF_p = 494.2 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement)

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{273.70}{12} = 22.80 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,rd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$k_s = 2$ Pour des trous avec tolérances nominales normales

$\mu = 0.3$ Surface nettoyées par brossage métallique

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement

$\gamma_{ms} = 1.25$ Pour les résistances au glissement.

$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 247.1 \text{ KN}$ la résistance par boulon

$F_{t,rd} = 416.38 \text{ KN}$ (L'effort de traction $F_{t,rd} = F_{M1}$)

$F_{v,rd} = 141.2 \text{ KN}$

$F_{v,sd} = 22.80 < 141.2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

e) **Pression diamétrale :**

On a une platine d'épaisseur $t = 25$ mm

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min [1.02; 1.03; 2.32; 1]$$



$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 430 \times 26 \times 24}{1.25} = 536,64 \text{KN}$$

Donc la condition est vérifiée

Résistance du poteau :

Ame raidie aucune vérification n'est nécessaire

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,81</p>
---	---	--

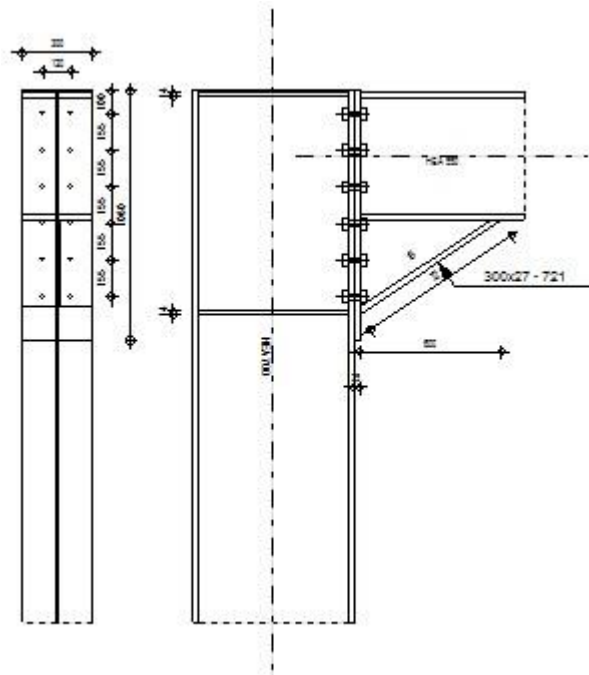


Figure VII. 6: Vérification de l'assemblage poteau-poutre

VII.4.4 Contreventement en V :

Pour le présent projet, les diagonales les plus sollicitées sont formées par des doubles UPN380 ce qui fait que les boulons de l'assemblage diagonale-gousset seront doublement cisailés.

❖ Assemblage au gousset :

Pour ce type d'assemblages, on choisit des boulons de diamètre $d = 24$ et de classe HR 10.9 ; $d_0 = 26$ mm.

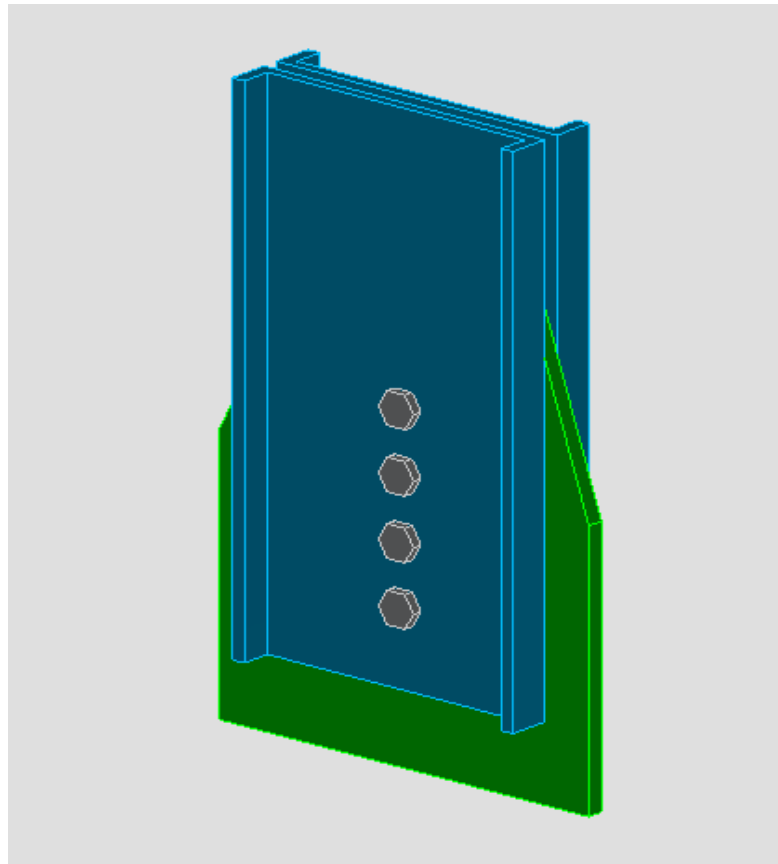


Figure VII. 7: Vérification de l'assemblage au gousset

- **Les efforts sollicitant :**

L'effort tranchant par 2UPN380 est : $V_{sd} = 1369.24$ KN

Et pour un seul UPN380 on optera : $V_{sd} = 684.62$ KN

- **Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{mb}}$

Avec :

$$f_{ub}=1000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s=353 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,rd} = 169.44 \text{ KN}$$

- **Nombre des boulons nécessaires :**

Nombre de boulon nécessaire pour cet assemblage :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} ; n = \frac{V_{sd}}{F_{v,rd}} = \frac{684.62}{169.44} \rightarrow \mathbf{n = 4}$$

- **Disposition des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{31.2\text{mm} \leq e_1 \leq 168\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{57.2\text{mm} \leq p_1 \leq 196\text{mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{39\text{mm} \leq e_2 \leq 168\text{mm}}$$

$$e_1 = 60 \text{ mm} ; p_1 = 100\text{mm}$$

$$e_2 = 120 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} < F_{b,rd}$

$F_{b,rd}$: La résistance de la pièce avec la pression diamétrale au bord d'un trou normalisé.


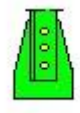

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $f_u = 430\text{N/mm}^2$; $t = 20\text{mm}$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.77 \times 430 \times 20 \times 24}{1.25} = 317.85 \text{ KN} > \frac{684.62}{4} = 171.155 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

- **Choix retenu :**

- ✓ **4 boulons M24** de classe **HR 10.9** ; $e_1 = 60 \text{ mm}$, $p_1 = 100 \text{ mm}$, $e_2 = 120 \text{ mm}$
- ✓ Un gousset : $600 \times 500 \times 20\text{mm}$
- ✓ Soudure d'angle de gousset : 5 mm

 	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul de l'assemblage au gousset</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,93</p>
---	--	--

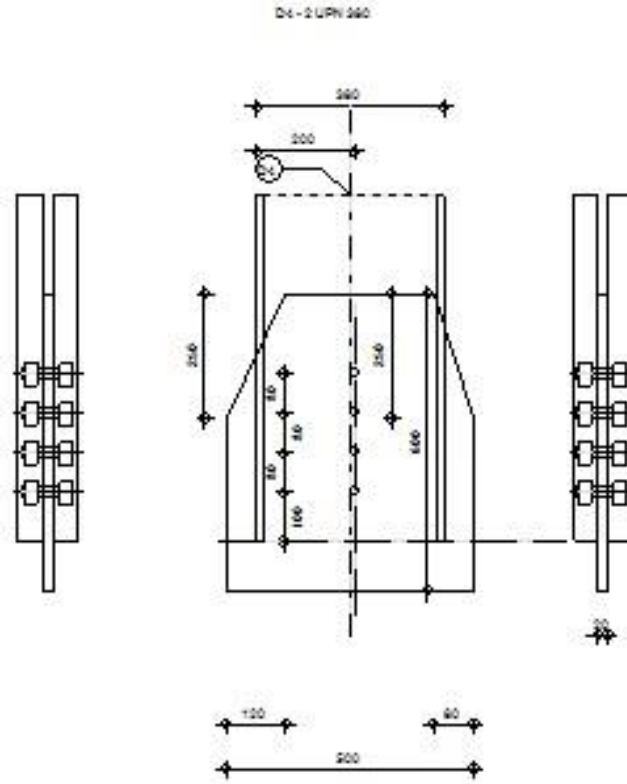


Figure VII. 8: Vérification de l'assemblage au gousset

VII.4.5 Assemblage des trois barres de la stabilité en V :

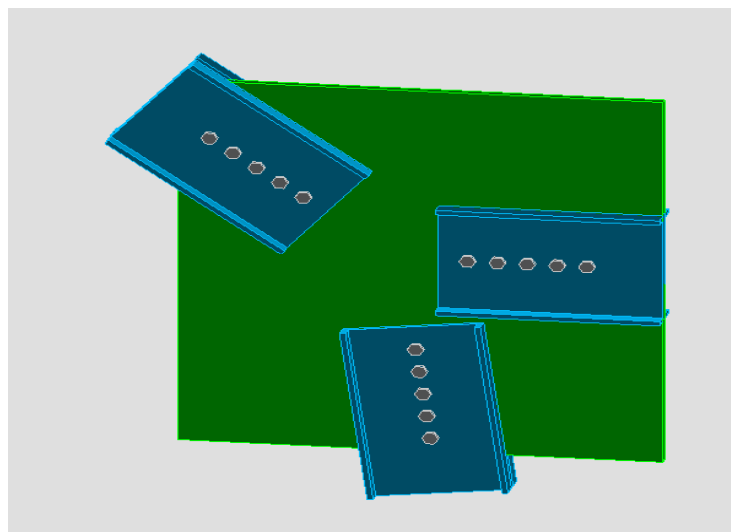


Figure VII. 9: Assemblage de contreventement en V

- **Les efforts sollicitant :**

D'après le logiciel ROBOT : l'effort tranchant par 2UPN380 est : $V_{sd} = 1203.27 \text{ KN}$
Et pour un seul UPN380 : $V_{sd} = 601.635 \text{ KN}$

- **Nombre et diamètres des boulons :**

Pour ce type d'assemblage, on choisit 5 boulons de M22 et de classe HR 10.9

- **Disposition des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{28.8\text{mm} \leq e_1 \leq 300 \text{ mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{36\text{mm} \leq e_2 \leq 300\text{mm}}$$

$$e_1 = 80 \text{ mm}; p_1 = 190\text{mm}$$

$$e_2 = 100 \text{ mm}$$

- **Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 303 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,rd} = 145.44 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 120.327 \text{ KN} < F_{v,rd} = 145.44 \text{ KN}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

$$\text{Il faut vérifier que : } 2F_{v,sd} < F_{b,rd}$$

$F_{b,rd}$: La résistance de la pièce avec la pression diamétrale au bord d'un trou normalisé.

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 430 \text{ N/mm}^2; t = 14 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min [1.11; 2.38; 2.32; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 430 \times 25 \times 22}{1.25} = 473 \text{ KN} > 240.654 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Choix retenus :

Le gousset : 1300x1300x25 mm

Boulonnage : 5 boulons, M22 de classe HR10.9 pour chaque barre.

Avec : $e_1 = 80\text{mm}$; $p_1 = 190\text{mm}$; $e_2 = 100\text{mm}$

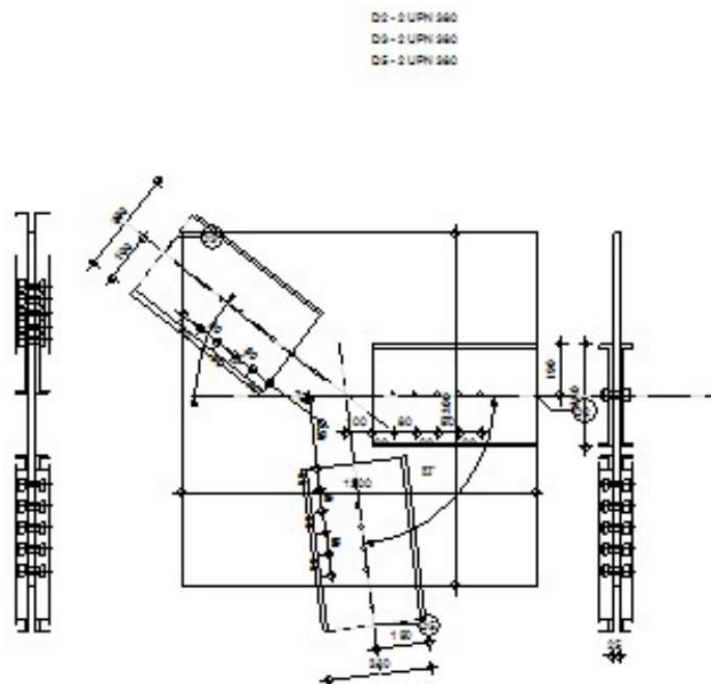
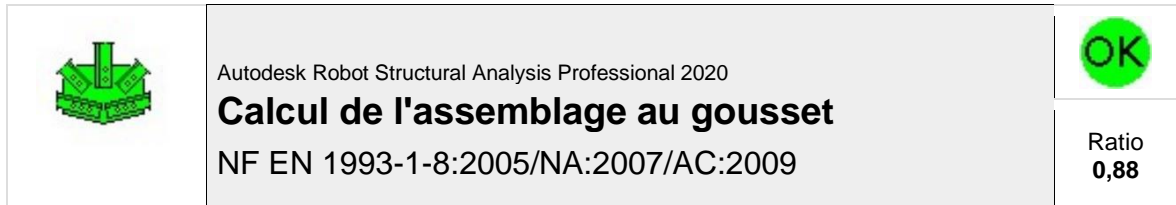


Figure VII. 10: Vérification d'assemblage de contreventement en V (2UPN380)

VII.4.6 Pied de poteau :

- 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.

- **La plaque d'assise (La platine d'extrémité) :**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section du profilé constituant le poteau.

- **Les tiges d'ancrage :**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'apposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage.

- **La bêche :**

La bêche est un tronçon de profile soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau.

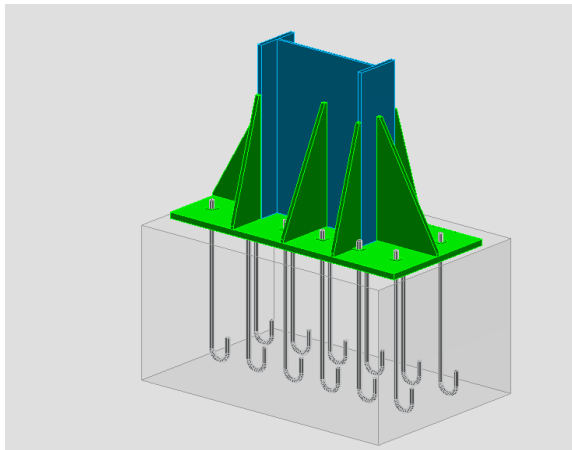


Figure VII. 11: Assemblage pied de poteau

Les efforts sont tirés du logiciel Robot :

$$N_{sd} = 5919.09KN$$

$$V_{sd} = 1.62 KN$$

$$M_{sd} = 2.15 KN.m$$

Pour la présente structure on opte :

- ✓ **Une platine** : de dimension $1700 \times 800 \times 40mm$
- ✓ **un raidisseur avec tôle triangle** : $1700 \times 800 \times 25mm$ avec $h = 800mm$
- ✓ **Des tiges d'ancrages** : 12 tiges M30 de classe HR6.6, $A_s = 5.61 \text{ cm}^2$, $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

Avec $L_1 = 60mm$; $L_2 = 900 \text{ mm}$; $L_3 = 120mm$; $L_4 = 100mm$

Leurs dispositions constructives : $e_v = 280 \text{ mm}$; $e_h = 400 \text{ mm}$

Vérifications :

- **Choix des cordons de soudure :**

$$\text{Cordon semelle : } a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 28 = 19.6 \text{ mm}$$

$$\text{Cordon d'âme : } a_w = 0.7t_w = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

Donc on opte : $a = 12 \text{ mm}$

Fut : (1800 ; 1200 ; 1000)

- **Distribution des contraintes :**

$$M_{sd} = 2.15 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 5919.09 \text{ KN}$$

- **Vérification de boulons à la compression**

Il faut que :

$$\sigma = \frac{N_{sd,c}}{A_{eff,t}} < f_j$$

$$\text{Avec } \begin{cases} N_{sd,c}: \text{effort de compression, } N_{sd,c} = 5919.09 \text{ KN} \\ A_{eff,t}: \text{la section efficace } A_{eff} \end{cases}$$

- **Calcul de la section efficace A_{eff} :**

$$A_{eff,t} = 2A_{eff,f} + A_{eff,w}$$

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \gamma_{M0}}} = 40 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16.7 \times 1}} = 93.7$$

$$A_{eff,f} = b_{eff,f} \times l_{eff,f}$$

$$\text{Avec : } b_{eff,f} = t_f + 2C = 28 + 2 \times 93.7 = 215.4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,f} = b + 2C = 300 + 2 \times 93.7 = 487.4 \text{ mm}$$

$$A_{eff,f} = 1049.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,w} = b_{eff,w} \times l_{eff,w}$$

Avec : $b_{eff,w} = t_w + 2C = 15 + 2 \times 93.7 = 202.4 \text{ mm}$

$$l_{eff,w} = 790 - (2 \times 93.7) = 602.6 \text{ mm}$$

$$A_{eff,w} = 1219.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,t} = 3319.36 \text{ cm}^2$$

- **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

$$k_j = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{d_f}{\max(A_p; b_p)} \\ 1 + \frac{2e_h}{A_p} \\ 1 + \frac{2e_h}{B_p} \\ 4 \end{array} \right. \quad \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.1 \\ 1.25 \\ 1.20 \\ 3 \end{array} \right. k_j = 1.20$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1.20 \times 16.7 = 13.36 \text{ MPa}$$

Condition :

$$\sigma = \frac{N_{sd,c}}{A_{eff,t}} = \frac{5919.09}{3319.36} = 1.783 \text{ MPa} < 13.36 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à la traction :**

Vérification de la platine :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{c^2}{2} \sigma$$

$$M_{crd} = \frac{t_p^2}{6\gamma_{m0}} f_y \text{ (Moment résistant élastique de calcul de la platine d'extrémité } M_{sd}\text{)}$$

$$M_{sd} = \frac{93.7^2}{2} 1.783 = 7.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{40^2}{6} \times 275 = 73.33 \text{ KN.m}$$

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 :

$$V_{sd} = 1.62 \text{ KN}$$

$$F_{frd} = C_{fd} \times N_{sd}^c$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} C_{fd} = 0.2 \text{ coefficient de frottement} \\ N_{sd}^c = 5919.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{frd} = 1183.818 \text{ KN}$$

On trouve que : $V_{sd} = 1.62 < F_{frd} = 1183.818 \text{ KN}$

- **Vérification de la résistance de cisaillement :**



Vérification tige d'ancrage :

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd} T}{n_b} < F_{t,rd} = \frac{0.9 A_s f_{us}}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{t,sd} = 19.73 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times 561 \times 430}{1.25} = 173.68 \text{ KN}$$

$F_{t,sd} = 19.73 \text{ KN} < F_{t,rd} = 173.68 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifié**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio 0,93</p>

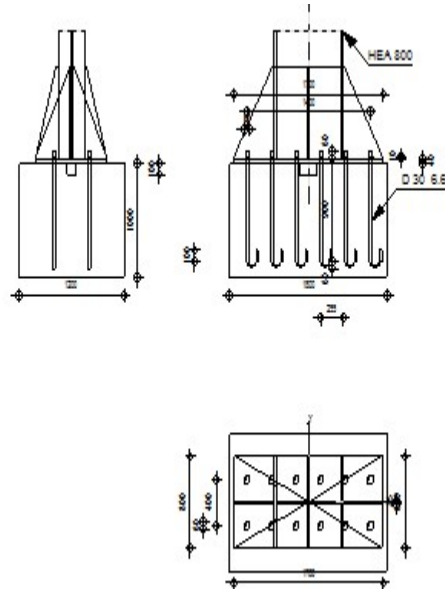


Figure VII. 12: Vérification d'assemblage de pied de poteau

VII.5 Conclusion

Les assemblages sont vérifiés d'après l'EC 03 et le CCM97, en utilisant le logiciel **ROBOT 2020**.

Chapitre VIII :
Etude de fondation

VIII.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auxquelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VIII.2 Fonctions assurées par les fondations :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol)
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire.
- Les caractéristiques du sol support ; qui sont fournis par le rapport du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VIII.3 Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

A. Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

B. Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

C. Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile.

- En ce qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VIII.4 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- La charge que comporte l'ouvrage.
- La portance du sol.
- L'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

VIII.4.1 Semelle isolée :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

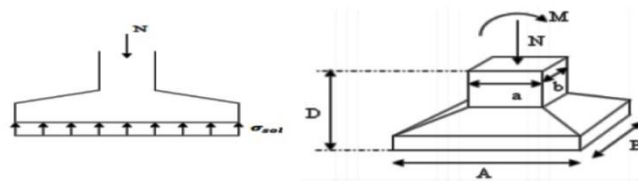


Figure VIII. 1: semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_s$$

Avec :

- ✓ σ_{sol} : Contrainte du sol.
- ✓ N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- ✓ S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est -à- dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $a / b = A / B$

Alors :

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad A = \sqrt{S_{Semelle}}$$

Le rapport de sol, donne la valeur $\sigma_{sol} = 2bar$

●D'après le logiciel ROBOT l'effort appliqué sur le poteau le plus sollicité est :

$$N = 4248 \text{ KN}$$

Alors :

$$S_{\text{Semelle}} \geq \frac{4248}{200} = 21.24 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{\text{Semelle}}} = \sqrt{21.24} = 4.6 \text{ m}$$

$$A = B = 4.6 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas, $L_{\min} = 5.6 \text{ m} < 1,5 \times 4.6 = 6.9 \text{ m}$ non vérifie

●Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

VIII.4.2 Semelles filantes :

a. Hypothèse de Calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étapes de Calcul :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$$

Tel que :

$$N = \sum N_{Si} \text{ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.}$$

$$S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VIII. 1: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	12312.7	51	1.20	1.20	61.2
2	21144.34	51	2.07	2.10	107.1
3	21699.96	51	2.12	2.20	112.2
4	13014.3	51	1.27	1.30	66.3
A	8640.72	18.50	2.33	2.40	44.4
B	12639.99	18.50	3.41	3.50	64.75
C	12805.58	18.50	3.46	3.50	64.75
D	12805.37	18.50	3.46	3.50	64.75
E	12637.98	18.50	3.41	3.50	64.75
F	8641.56	18.50	2.33	2.40	44.4
$\sum S$					694.6

• **Vérification :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{694.6}{943,5} = 73 \% > 50 \%$$

• **Conclusion :**

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.4.3 Radier général :

VIII.4.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

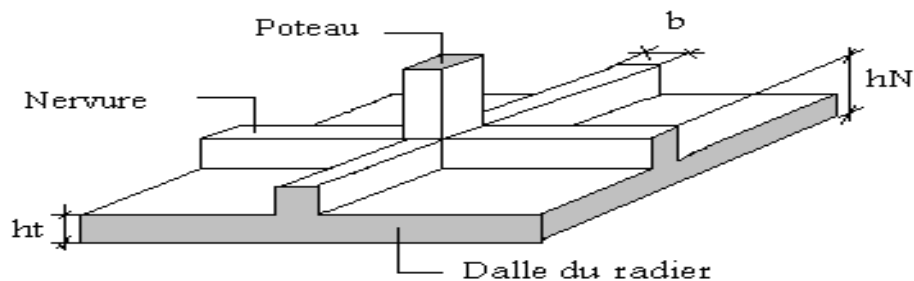


Figure VIII. 2: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux

VIII.4.3.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure.

Pour : $\begin{cases} N = 68171kN \\ \sigma_{sol} = 2 bars \end{cases}$

On trouve : $S_{néc} \geq 340.855 \text{ m}^2$

- La surface occupée par l'ouvrage $S = 943.5 \text{ m}^2 > S_{néc}$
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est : $(18.5+1) \times (51+1) = 1014 \text{ m}^2$

VIII.4.3.3 Pré dimensionnement de radier :

a. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

- **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.

$$L_{max} = 10.10 \text{ m} \quad ; \quad 40.4 \text{ cm} \leq h_1 \leq 50.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 45 \text{ cm}$$

On prend : $h_{min} = 45 \text{ cm}$

- **Condition de cisaillement :**

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

T_u : effort tranchant à l'ELU

$$T_u = \frac{qL}{2}; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

q : La charge uniformément répartie sur le radier pour une bande de 1 m

$$N_u = 94843.48 \text{ KN}$$

$$L = 10.10 \text{ m}; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$T_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} b (0.9 \bar{\tau})} = \frac{94843.48 \cdot 10.10}{2 \cdot 1014 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 0.9} = 21 \text{ cm}$$

$$h_2 = 21 \text{ cm}$$

● **Conclusion :**

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 45 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

b. Dimensionnement des nervures :

b 1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_x}{10} = 65 \text{ cm} ;$$

Donc on opte $b = 65 \text{ cm}$

b.2. Hauteur de la nervure :

● Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a :

$$L_{max} = 10.10 \text{ m}$$

$$67.3 \text{ cm} \leq h_n \leq 101 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 101 \text{ cm}$$

● **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000 \text{ MPa}$).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b = 1 \text{ m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg}/\text{cm}^3]$$

$$L_{max}=10,10\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 10,10}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 0,21\text{m} \Rightarrow h_2 = 21\text{cm}$$

- **Condition de poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c h_n (f_{c28}/\text{gamma})$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=5919.09\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b)+2h]$)

a, b : Dimensions du poteau du RDC (**180 x 120**).

$$U_c=2[(180+120)+2 \times 45] = 7.8 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 U_c h_n (f_{c28}/\text{gamma})$$

$$\Rightarrow h_n \geq 101.1\text{cm} \Rightarrow h_3 = 102\text{cm}$$

On prend : $h_n=1,01\text{m}$

- **Conclusion**

Le choix final :

- ✓ Épaisseur de la dalle du radier : **$h=45 \text{ cm}$**
- ✓ Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 101 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$

VIII.4.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :**a. Position du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = 25.25 \text{ m} \\ Y_G = 8.85 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 26909.40 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 201187.35 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VIII.4.3.5 Vérifications Nécessaires :**VIII.4.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier :**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** , quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- **e₀** : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
- **M_r**: Moment de renversement dû aux forces sismique.
- **N** : effort normal de la structure
- **B** : la largeur du radier.

$$Mr = M_0 + V_0 \cdot h$$

- **M₀** : moment à la base de la structure
- **V₀** : effort tranchant à la base de la structure
- **h** : profondeur de l'ancrage de la structure
- **M₀, V₀** sont tirés à partir du fichier **ROBOT**.

Avec :

$N_s = N_s \text{ (structure)} + N_p \text{ (radier)}$; avec $N_p = 13637 \text{ KN}$

$N_s = 81808,31 \text{ KN}$

- Suivant les sens xx :

$$B_X = 51 \text{ m} \Leftrightarrow \frac{B_X}{4} = 12,75 \text{ m}$$

$$M_0 = 205704,15 \text{ kN} \quad V_0 = 9733,22 \text{ kN} \quad h = 1,5 \text{ m}$$

- ✓ $Mr = 205704,15 + 9733,22 \times 1,5 = 220303,98 \text{ kN.m}$
- ✓ $e_0 = \frac{220303,98}{81808,31} = 2,69 \text{ m} \leq \frac{B_X}{4} = 12,75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- ✓ $M_s = N \times Y_G = 81808,31 \times 8,85 = 724003,54 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_s / M_r = 3,28 > 1,5$

- Suivant le sens yy :

$$B_Y = 18,5 \text{ m} \Leftrightarrow \frac{B_Y}{4} = 4,62 \text{ m}$$

$$M_0 = 159217,17 \text{ kN} \quad V_0 = 7666,12 \text{ kN} \quad h = 1,5 \text{ m}$$

- ✓ $Mr = 159217,17 + 7666,12 \times 1,5 = 170716,35 \text{ kN.m}$
- ✓ $e_0 = \frac{170716,35}{81808,31} = 2,08 \text{ m} \leq \frac{B_Y}{4} = 4,62 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- ✓ $M_s = N \times X_G = 81808,31 \times 25,25 = 2065659,82 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_s / M_r = 12,09 > 1,5$

- Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

VIII.4.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$, les contraintes du sol sont données par :

- a. Sollicitation du premier genre : On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{81808,31}{1014} = 80,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 80,67 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser **1,33** fois la contrainte admissible

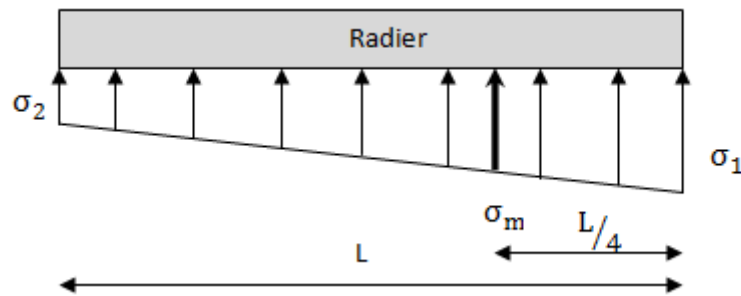


Figure VIII. 3: Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx} = 26909.40 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 201187.35 \text{ m}^4$$

• ELU :

$N_u = N_u$ (structure) + N_r (radier), avec $N_r = 13637 \text{ KN}$

$$N_u = 108480 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

- $M_x = 205704,15 \text{ kN.m}$
- $M_y = 159217,17 \text{ kN.m}$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VIII. 2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	177,69	36,27	142,33
Sens y-y	127,16	86,80	117,07
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

• **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• **ELS :**

$$N_s = 81808,31 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VIII. 3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	151,38	9,96	116,02
Sens y-y	100,85	60,49	90,76
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

C. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) = 177,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) = 151,38 \text{ KN/m}^2$$

• **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VIII.4.4 Ferraillage de la dalle du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

A. Ferraillage de la dalle du radier :

A. 1. Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 106,98 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \frac{N_s}{S_{rad}} = 80,67 \text{ kN/m}$$

A.2. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

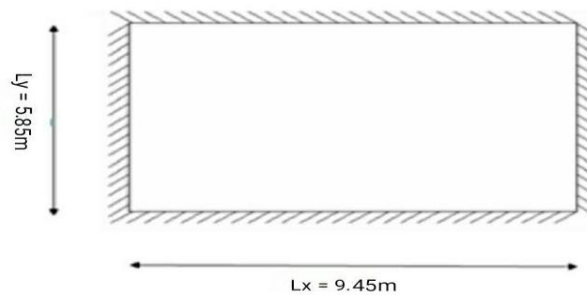


Figure VIII. 4: Dimensions du panneau le plus défavorable.

A.2. 1. Calcul des moments :

Si : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens., et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à } L'ELU \\ 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99

- Le panneau le plus sollicité est un panneau d'Panneau intermédiaire

Avec : $L_x = 5,85 \text{ m}$; $L_y = 9,45 \text{ m}$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,85}{9,45} = 0,60 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$0 \text{ à } L'ELU \rho = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases} \quad 0,2 \text{ à } L'ELS \rho = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 300,94 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 88,71 \text{ kNm}$$

• Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x = 0,75 \times 300,94 = 225,70 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_y = 0,75 \times 88,71 = 66,53 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Moments sur appuis : $\begin{cases} M_{ax} = 0,5M_x = 0,5 \times 300,94 = 150,47 \\ M_{ay} = 0,5M_y = 0,5 \times 88,71 = 44,35 \end{cases}$

A.3. Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 4: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	U_u	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	225,70	0,123	0,164	37,84	16,87	4,89	10T16	20,11	15
	y-y	66,53	0,036	0,045	39,93	4,78	4,89	10T12	11,35	15
Appuis	x-x	150,47	0,082	0,107	39,17	11,03	4,89	10T14	15,39	10
	y-y	150,47	0,082	0,107	39,17	11,03	4,89	10T14	15,39	10

A.4. Vérification à L'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau VIII. 5: Vérification des contraintes à L' ELS

		M_{ser} (kNm)	$A_s \text{ cm}^2$	Y cm	$I \times 10^4 \text{ cm}^4$	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	σ_s Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	CDT
Sens- x	Travée	127,92	20,11	12,55	30,57	5,25	15	175,43	201	CV
	Appuis	85,16	15,39	11,22	24,78	3,82	15	150,93	201	CV
Sens- y	Travée	41,49	11,35	9,85	19,35	2,11	15	98,57	201	CV
	Appuis	85,16	15,39	11,22	24,78	3,82	15	150,93	201	CV

A.5. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens (x-x) :

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens (y-y) :

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

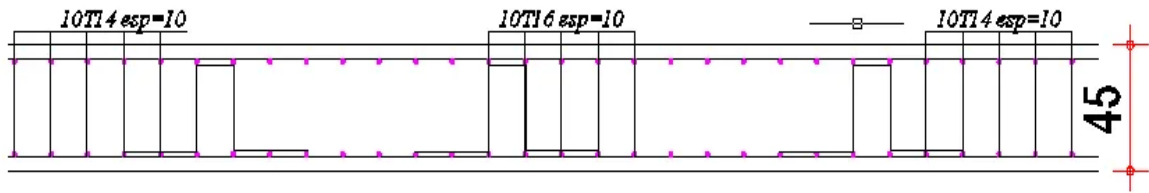


Figure VIII. 5: Dimensions du panneau le plus défavorable

VIII.4.5 Etude de la nervure :

•A.Ferraillage de la nervure :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant dans les 2 sens (x-x et y-y).

•A.1.Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99[1]).

• Sens (x-x) :

$$\text{On a : } M_x = \frac{PL^2}{8} = \frac{106,98 \times 9,45^2}{8} = 1194,19 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0 = 895,64 \text{ KN.m}$

- Moments sur appuis : $M_t = 0,75 M_0 = 597,09 \text{ KN.m}$

A.2. Calcul des armatures à L'ELU :

$$b = 65 \text{ cm ; } h = 101 \text{ cm ; } d = 90,9 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 6: Ferraillage des nervures sens x-x

	Sens	M_u (kNm)	U_u	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	895,64	0,177	0,155	85,26	30,05	7,13	15T16	30,16
Appuis	x-x	597,09	0,078	0,101	87,22	19,67	7,13	10T16	20,11

• Sens (y-y) :

$$\text{On a : } M_x = \frac{PL^2}{8} = \frac{106,98 \times 5,85^2}{8} = 457,64 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0 = 343,23 \text{ KN.m}$

- Moments sur appuis : $M_t = 0,75 M_0 = 228,82 \text{ KN.m}$

A.3. Calcul des armatures à L'ELU :

b = 65 cm ; h = 101cm ; d = 90,9cm

Tableau VIII. 7: Ferrailage des nervures sens y-y

	Sens	M _u (kNm)	U _u	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	y-y	343,23	0,045	0,057	88,82	11,10	7,13	10T12	11,31
Appuis	y-y	228,82	0,030	0,038	89,51	7,34	7,13	8T12	9,05

A.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 8: Vérification des contraintes à L' ELS

		M _{ser} (kNm)	A _s cm ²	Y cm	I × 10 ⁵ cm ⁴	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	σ _s Mpa	σ̄ _s Mpa	CDT
Sens- x	Travée	485,37	30,16	28,24	23,21	5,90	15	196,55	201	CV
	Appuis	320,25	20,11	23,70	16,88	4,49	15	191,23	201	CV
Sens- y	Travée	178,81	11,31	18,30	10,45	3,13	15	186,35	201	CV
	Appuis	122,54	9,05	16,51	8,62	2,34	15	158,62	201	CV

A.5. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa$$

Avec :

• **Sens (x-x) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$T_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{106,98 \times 9,45}{2} = 505,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{505,48 \times 10^3}{650 \times 909} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \quad \text{Vérifie}$$

• **Sens (y-y) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$T_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{106,98 \times 5,85}{2} = 312,91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{312,91 \times 10^3}{650 \times 909} = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

• **Armatures transversales :**

- BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_u K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,425 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 19,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodal} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 50,5 \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,425 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

On trouve :

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodal}$$

$$S_t = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$A_t \geq 1,89 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T8=3,02cm

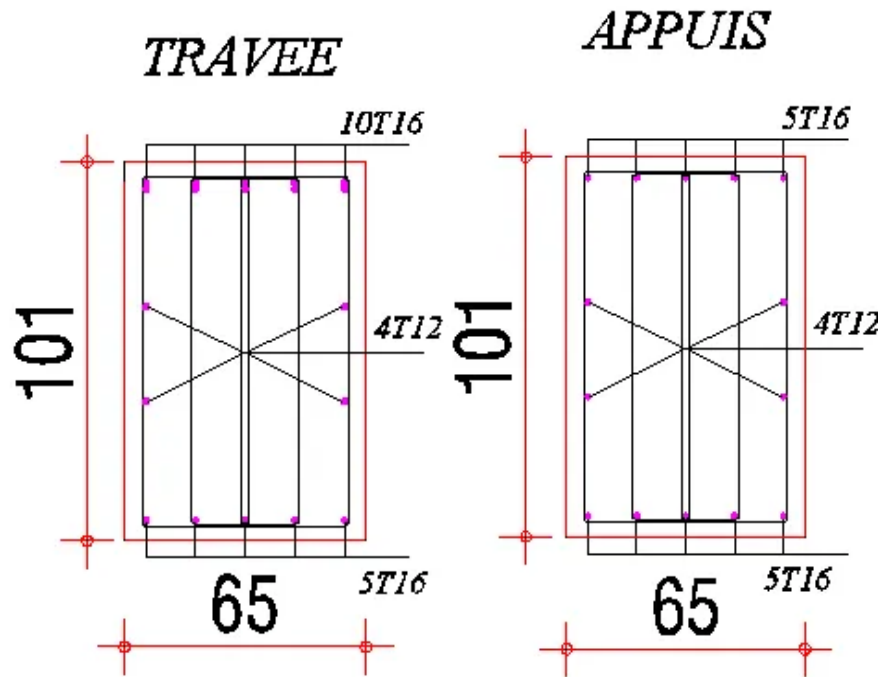


Figure VIII. 6: Ferrailage des nervures dans le sens (x-x).

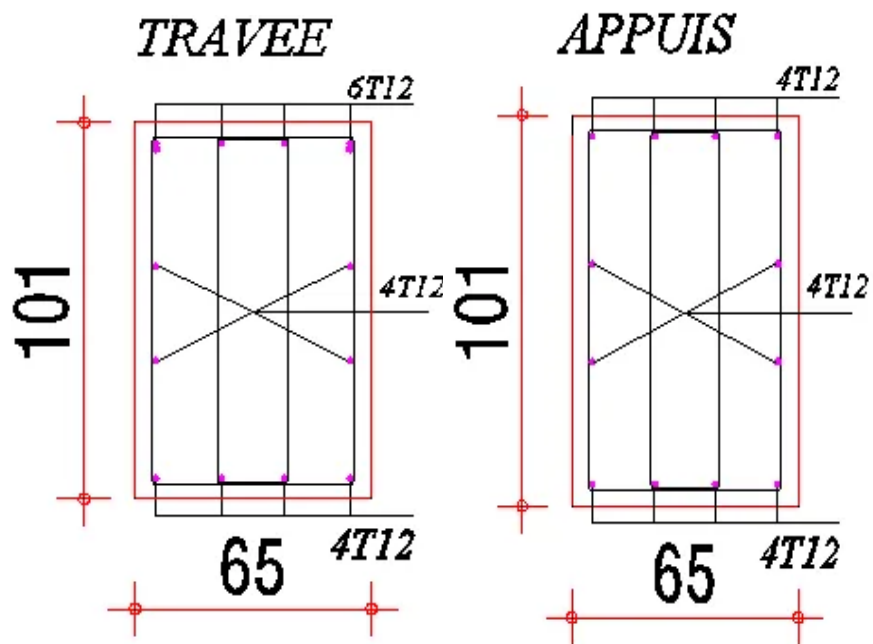


Figure VIII. 7: Ferrailage des nervures dans le sens (y-y)

VIII.4.6 Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.50$ m. Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.

VIII.5 Conclusion :

Ce dernier chapitre consiste à calculer les fondations.

Les fondations sont destinées à transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure. Dans notre cas, le radier était le type de fondation le plus adéquat les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour les autres types de fondations. Nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

Conclusion générale

Notre cursus universitaire de formation d'ingénieur était très riche en matière d'information techniques et théoriques. Cette étude a fait à notre sens de recherche et du savoir-faire ainsi que l'assimilation des différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis à savoir ROBOT 2020 et de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment, d'où le calcul de ce dernier doit se faire en prenant en considération le séisme comme l'un des plus dangereux effets vue que notre ouvrage étudié se situe à la wilaya de BLIDA classée comme zone de forte sismicité.

Cette étude nous a permis de conclure que :

- Pour faciliter l'analyse dynamique on doit réaliser un pré dimensionnement bien réfléchi
- La maîtrise des logiciels de calcul est primordiale pour gagner du temps et avoir des résultats qui sont justifiés et proches du réel
- L'analyse dynamique est une étape hyper importante dans la conception parasismique des structures, car grâce à cette étape des modifications peuvent être apportées aux éléments structuraux
- Les actions les plus défavorables sont souvent dues au poids de la structure ou alors aux charges d'exploitation
- L'acier permet de réaliser des grands ouvrages constitués de poutres qui ont de très grandes portées
- La disposition des palées de stabilité est très importante dans le comportement de la structure
- La modélisation grâce au logiciel ROBOT 2020 nous a permis un gain de temps important et nous a beaucoup facilité le calcul dynamique et grâce à cette modélisation nous avons pu avoir une meilleure approche de la réalité
- Ce projet nous a familiarisé avec les notions de calcul et méthodologies de dimensionnement.
- Cette dernière aventure au sein de l'université nous a permis d'échanger entre futurs ingénieurs ainsi que d'être en contact avec plusieurs professionnels dans le domaine du bâtiment et de coordonner entre différentes parties, ce qui fut une véritable chance d'un début d'immersion dans le milieu professionnel.

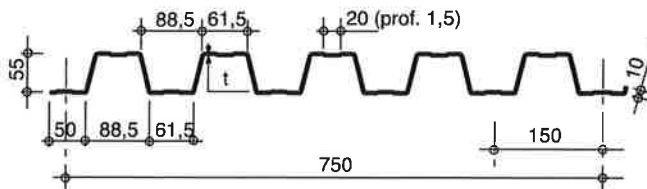
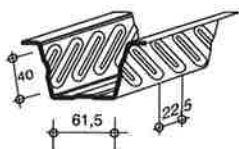
Enfin, l'objectif final de ce projet est l'obtention d'une structure résistante et qui garantit avant tout la sécurité des vies humaines.

ANNEXES

HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat



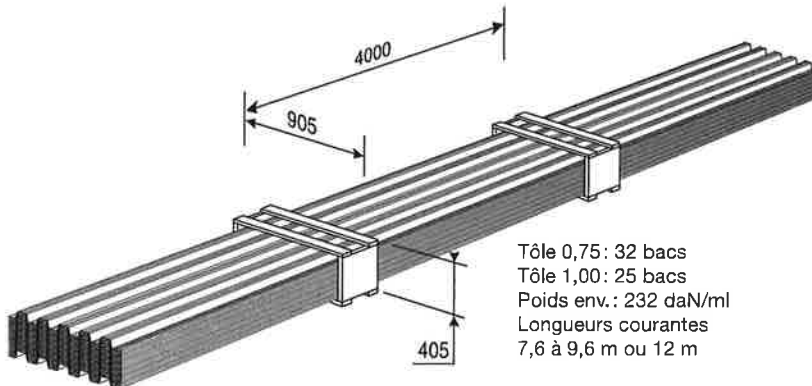
Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,30
0,88	10,91
1,00	12,40
1,20	14,88

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/ml
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75: 32 bacs
Tôle 1,00: 25 bacs
Poids env.: 232 daN/ml
Longueurs courantes
7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance	
			v ₁ en cm	v ₂ en cm		i/v ₁	i/v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/180 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étais			étais	sans étais			étais	sans étais			étais	sans étais			étais
		▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐
(acier) Portée = clair + 5 cm	10	2,70			3,35	2,85			3,63	2,96			3,97	3,14			4,23
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
(béton) Portée = clair + 5 cm	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
(bois) Portée = entraxe	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
	18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

pour les valeurs en italique, l'élongement du plancher est supérieur à 36

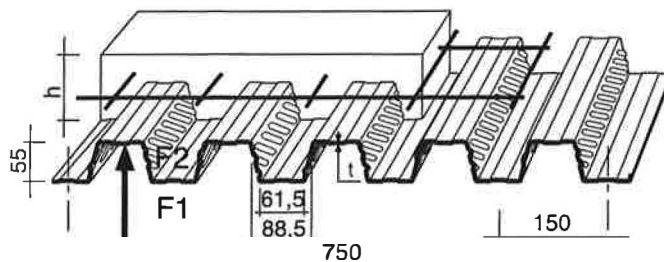
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

HI-BOND 55.750

UTILISATION

Épaisseur h en cm	Litrage l/m ²	Masse en kg/m ²
10	73	185
11	83	209
12	93	233
13	103	257
14	113	281
15	123	305
16	133	329
17	143	353
18	153	377
19	163	401
20	173	425
22	193	473
24	273	521

Planchers d'épaisseur h de 10 cm à 24 cm



Face laquée

Béton masse volumique 2400 kg/m³

Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11 cm
CF 90 min	13 cm
CF 120 min	14,5 cm

Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

ACRIFLEX X-PRO

Mono-composant à base d'eau fibro-renforcé, résistant aux stagnations d'eau, accessible aux piétons (aussi utilisable pour terrasse inaccessible).

Produit d'étanchéité liquide prêt à l'usage avec des résines élastomères et des fibres très élastiques, résistant aux stagnations d'eau et accessible aux piétons. Le produit est très simple à appliquer au rouleau et il est flexible aux basses températures. Acriflex X-Pro est disponible dans plusieurs teintes et grâce à son excellente résistance aux intempéries et aux rayons UV, il peut être laissé apparent. Ce produit réalise une étanchéité continue sous carrelage et sous chape aussi.

AVANTAGES

- Formulation spéciale qui confère au produit une excellente résistance aux stagnations d'eau et une élasticité élevée.
- Fibro-renforcé, il ne nécessite pas d'une trame de renfort
- Accessible aux piétons, il peut être laissé apparent.
- Les carrelage peuvent être collés directement sur *Acriflex X-Pro*, conformément à EN 14891.
- Flexibles aux basses températures.
- Résistant à la fissuration.
- Permet d'imperméabiliser avec de faibles épaisseurs.
- Il réalise une couche continue sans joints et s'adapte également aux géométries de support complexes.
- Prêt à l'usage, facile et rapide à appliquer.
- Résistant aux rayons UV et aux intempéries, aux environnements industriels et marins.
- Produit sans solvants.

CONSOMMATION

2,0 kg/m².

TEINTE

Blanc, gris et rouge.

EMBALLAGE

Seaux plastique de 5 kg ou de 20 kg.

Palette:

- seaux de 5 kg - 20 cartons - 4 seaux chacun - (400 kg).
- seaux de 20 kg - 48 seaux (960 kg).

DOMAINES D'APPLICATION

Acriflex X-Pro est adapté pour étanchéifier les supports en béton plat ou incliné, es toits, les terrasses, les balcons, les secousses, les avant-toits, les corniches, les cheminées, les murs de fondation, les plaques en fibres-ciment, et il permet aussi d'étanchéifier le support à l'intérieurs tels que les salles de bains, les cabines de douche, les cuisines et les zones humides. Le produit est également adapté à l'imperméabilisation et à la remise en état de gaines bitumeuses lisses ou ardoises en combinaison avec *SBS-bond*. *Acriflex X-Pro* peut être appliqué sur des sols existants ou des surfaces métalliques en combinaison avec le produit *Grip Primer* (voir la fiche technique). *Acriflex X-Pro* convient également pour l'étanchéité des surfaces en bois. Après le temps de séchage, le carrelage peut être collé sur *Acriflex X-Pro* avec un bon adhésif pour l'extérieur.

STOCKAGE

Le produit doit être conservé dans des récipients d'origine bien fermés, dans milieux aérés, à l'abri du rayonnement solaire, de l'eau et du gel, à une température comprise entre +5°C et +35°C. Durée de stockage: 12 mois.



Produit d'étanchéité - Liquide

Même si les indications et prescriptions mentionnées représentent notre meilleure expérience et connaissance, elles doivent être considérées comme indicatives et devront être confirmées avec des applications pratiques exhaustives. Dياسن ne connaît pas ni les détails de chaque utilisation ni les caractéristiques déterminantes du support d'application. Par conséquent, avant d'utiliser le produit, il est conseillé dans tous les cas de faire des expériences préliminaires, afin de vérifier la parfaite aptitude pour l'emploi prévu et, en tout cas, l'applicateur assume toute responsabilité qui pourrait découler de son utilisation. En cas d'incertitudes et de doutes, avant d'utiliser le produit, contacter le bureau technique de la société à condition que ce soutien sera simplement un support pour l'applicateur, qui, devra assurer la possession des compétences et l'expérience nécessaires pour l'application du produit et capable d'identifier les solutions les plus appropriées. Se référer toujours à la dernière version mise à jour de la fiche technique, disponible sur le site www.diasen.com

ACRIFLEX X-PRO

Mono-composant à base d'eau résistant aux stagnations d'eau, accessible aux piétons (aussi utilisable pour terrasse inaccessible).

* Même si les tests ci-dessus ont été réalisés suivant des méthodes d'essai conformes aux normes, ils sont indicatifs et peuvent subir des modifications selon les conditions spécifiques du chantier.

Données Physiques / Techniques*

Données caractéristiques		Unité de mesure
Consommation	2,0	kg/m ²
Aspect	semidense	-
Teinte	blanc, gris et rouge	-
Épaisseur minimum	1,7	mm
Temps d'attente entre la 1 ^{ère} et 2 ^{ème} couche (T = 23°C; U.R. 50%)	4	heures
Température d'application	+5 /+35	°C
Temps de séchage (T = 23°C; U.R. 50%)	4	heures
Stockage	12 mois dans l'emballage d'origine et en milieu sec	mois
Emballage	Seaux plastique de 5 ou 20	kg

** 1680 heures de vieillissement accéléré correspondent à environ 10 ans. Cette correspondance est purement indicative et peut varier considérablement en fonction des conditions climatiques du lieu d'utilisation du produit.

Performances finales**		Unité de mesure	Norme	Résultat
Étanchéité à l'eau	Essai réussi	-	EOTA TR 003	étanche
Flexibilité au froid	-25	°C	methode interne	-
Résistance au chargement	4,0 + 0,5	MPa = N/mm ²	ISO 527-1	-

Produit d'étanchéité - Liquide

Même si les indications et prescriptions mentionnées représentent notre meilleure expérience et connaissance, elles doivent être considérées comme indicatives et devront être confirmées avec des applications pratiques exhaustives. Diasen ne connaît pas ni les détails de chaque utilisation ni les caractéristiques déterminantes du support d'application. Par conséquent, avant d'utiliser le produit, il est conseillé dans tous les cas de faire des expériences préliminaires, afin de vérifier la parfaite aptitude pour l'emploi prévu et, en tout cas, l'applicateur assume toute responsabilité qui pourrait découler de son utilisation. En cas d'incertitudes et de doutes, avant d'utiliser le produit, contacter le bureau technique de la société à condition que ce soutien sera simplement un support pour l'applicateur, qui, devra assurer la possession des compétences et l'expérience nécessaires pour l'application du produit et capable d'identifier les solutions les plus appropriées. Se référer toujours à la dernière version mise à jour de la fiche technique, disponible sur le site www.diasen.com

4/5



Flowcoat SF41 0,5/1mm



Description

Le Flowcoat SF 41 est un revêtement filmogène époxy, non solvanté à hautes résistances mécaniques et chimiques.

Destination

Applications multiples en industries telles que : zones de production et de stockage, local de charge batteries, locaux de stockage agroalimentaires, ateliers, parkings...

Avantages

- Résistances chimiques.
- Tenue à l'abrasion.
- Non solvanté, faible odeur.
- Esthétique.
- Finition très fermée.
- Anti-dérapance adaptable.
- Sans nonylphénol.

Guide des performances

Conforme à la norme FeRFA BS 8204-6, catégorie 3.

Le tableau ci-dessous indique le comportement du système au regard de plusieurs propriétés.

Une échelle de 1 à 5 est utilisée, dans laquelle 5 est le meilleur résultat. 5 Excellent, 4 Très bon, 3 Bon (acceptable), 2 Moyen, 1 Faible

Classement au feu	5	Imperméabilité	4
Glissance	3/4	Nettoyabilité	5
Résistance à l'impact	2/4	Résistance à l'usure	3/4
Tenue thermique	2	Résistance aux agents chimiques	4
Circulation	2/4	Résistance aux rayures	2/4

Références

Bentley Motor Cars, Jaguar Cars S Class Production Line, New Strait Times Production Plant - Malaysia, Humber Power Station, Vauxhall Automotive production lines.

Nancier standard



Gris clair 232



Beige 326



Gris 222



Rouge tuile 637



Gris moyen 280



Vert forêt 754



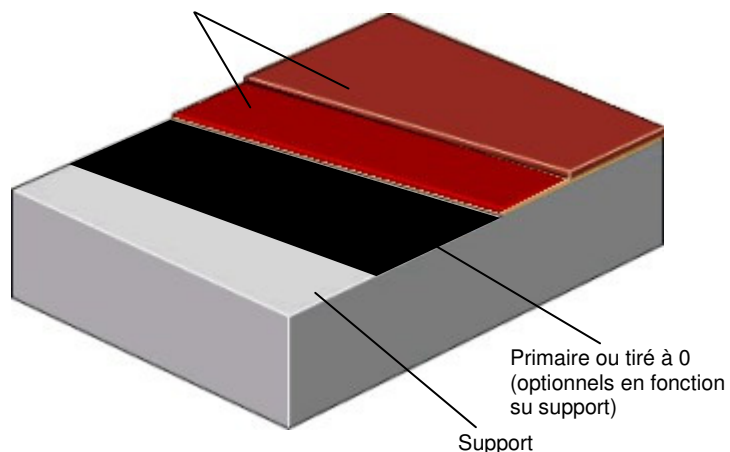
Gris foncé 281



Bleu trafic 466

Les couleurs réelles peuvent présenter des nuances différentes. Contactez votre représentant pour recevoir des échantillons.

Flowcoat SF41



Descriptif

Produit : Flowcoat SF 41.
Finition : brillante.
Epaisseur : 0,5 à 1 mm.
Couleur : voir nuancier.
Préparation des supports et mise en œuvre dans le respect des instructions du fournisseur Flowcrete UK limited.

Application

La pose devra être effectuée par un entrepreneur agréé par Flowcrete disposant d'un système d'assurance qualité.
Pour obtenir des renseignements à propos de nos entrepreneurs agréés, veuillez prendre contact avec votre représentant local ou nous contacter via notre site Internet : www.flowcrete.com.

Détail du système

Primaire optionnel Protop 1000/Peran STC ou Hydraseal DPM en fonction de la qualité des supports.
1^{ère} Couche à 0.5 - 0.7 kg/m².
2nd Couche à 0.3 - 0.5 kg/m².
Les consommations peuvent varier en fonction de la porosité du support et de la température.

Notre savoir faire : le sol

Flowcrete est une division du Groupe Flowcrete, le leader mondial des revêtements de sol spécialisés pour l'industrie, le commerce et les bâtiments publics. Parmi les systèmes disponibles, mentionnons notamment les systèmes de chauffage par le sol, les chapes prêtes à l'emploi, les revêtements industriels, les finitions de sol décoratives, les systèmes terrazzo, les complexes d'étanchéité des plates-formes de parking pour voitures, les systèmes de protection contre la corrosion, etc.
Notre objectif est de répondre aux exigences que vous posez pour votre sol.

Exigences relatives au support

Le support de type béton ou chape devra présenter une résistance minimale de 25 N/mm², être débarrassé de toute laitance, poussière et autre contamination. Le support devra également être exempt de toute humidité ascensionnelle et de toute pression des eaux souterraines. En l'absence de toute membrane étanche, Flowcrete Hydraseal DPM pourra être incorporé directement sous le système Flowcoat. La résistance à la traction du support sera de minimum 1.5 Mpa en traction directe. Le détail des conditions d'application est repris dans notre notice spécifique relative aux conditions d'applications des résines Flowcrete.

Considérations environnementales

Le système fini est considéré comme ne présentant aucun risque pour la santé et pour l'environnement. La durée de vie utile prolongée et la surface sans raccord diminuent les besoins en réparations, maintenances et nettoyages.
Les considérations environnementales et sanitaires sont contrôlées lors de la fabrication et de la pose des produits par du personnel de Flowcrete et par des entrepreneurs hautement qualifiés, disposant d'une vaste expérience.

Informations techniques

Ces valeurs sont celles enregistrées en laboratoire à 20°C et à 50% d'humidité relative.

Tenue au feu Euroclass en cours	BS 476 Part 7 Propagation de la flamme:Class 1
Glissance Sur Flowcoat SF 41	Selon BS 7976-2 Pendule TRRL Sec 80 humide 35
Tenue à la température	Pas de pertes de performances jusqu'à 70°C
Perméabilité à l'eau	Nil – Karsten Test (imperméable)
Dureté de surface	180 secs. Test de dureté Koenig
Résistance chimique	Tableau de résistance sur demande
Résistance à l'abrasion	ASTM D4060 abrasimètre TABER: 5 mg de perte pour 1000 cycles (roue CS 17 poids 1 kg) BS 8204-2: Class AR2
Résistance à la compression	> 80 N/mm ² (BS 6319)
Résistance à la flexion	60 N/Mm ² (BS 6319)
Résistance à la traction	15 N/mm ² (BS 6319)
Adhérence	Supérieure à la cohésion du béton soit > 1.5 MPa.

Vitesse de durcissement

	10°C	20°C	30°C
Trafic normal	48 hrs	16 hrs	12 hrs
Trafic lourd	72 hrs	48 hrs	40 hrs
Durcissement complet	12 j	7 j	7 j

Maintenance et entretien

Bien que ce revêtement dispose d'excellentes propriétés, il est indispensable de nettoyer et d'entretenir régulièrement le Flowcoat SF 41.
Un nettoyage à la brosse rotative dure et l'utilisation d'un détergent alcalin dilué sont recommandés.

Nota

Les produits FLOWCRETE sont garantis contre les défauts de fabrication selon nos conditions générales d'assurance consultables dans nos conditions générales de vente que vous pouvez obtenir sur demande.

Informations complémentaires

Nous sommes à votre disposition pour valider vos choix ou recommandations pour réaliser ou spécifier un revêtement de sol. N'hésitez pas à consulter votre représentant local.

Nos fiches techniques ont pour objectif de vous conseiller d'après nos connaissances les plus récentes, nous nous réservons donc le droit de modifier à tout moment le contenu de celles-ci. L'emploi des produits doit être adapté aux conditions spécifiques à chaque situation. Par ailleurs, nos produits doivent être mis en œuvre par des personnes qualifiées.

DESCRIPTION

PRODUCT CODE: **PT38**

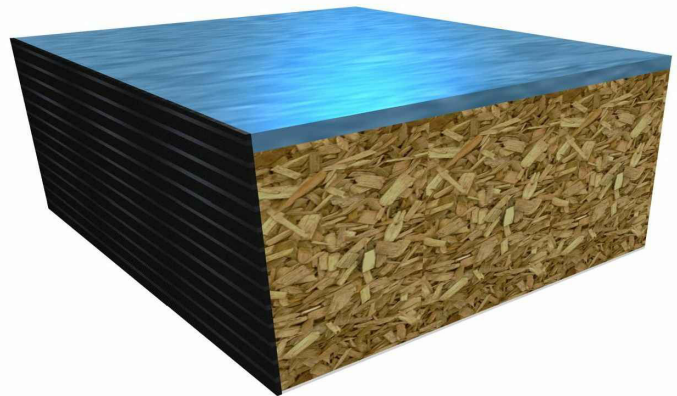
Panel type PT38, manufactured from CBI Europe, dimension 600x600x38 mm, high density 720 Kg/mc, perimetral edge ABS 0,5 mm. Bottom Covering Alufoil 0,05 mm. Top Covering to be selected from the client.

APPLICATION USE

Offices - Private buildings - Public Buildings - Libraries - Banks - Museums - Computer Rooms

TOP COVERING

Bare - Alufoil - Hpl - Pvc - Linoleum - Rubber.



TECHNICAL SPECIFICATIONS

Dimension	600 x 600 mm
Thickness	38.0 mm
Weight	10.00 Kg
Panel Core	Woodcore
Density Core	720 Kg/mc +/-5%
Tolerance Dim.	+/-0.3mm
Life Expectancy	25 Years

Fire reaction *UNI EN 13501-1*:

Fire resistance *UNI EN 13501-2*:

Airborne Insulation *UNI EN ISO 10848-2*:

Impact Sound Insulation *UNI EN 140-12 / 717-1*:

Walking Sound Insulation *UNI EN ISO 10140-8*:
UNI EN ISO 717-2:

Product Warranty (months):

Bfl-s1

REI 30

$D_{n,f,w} = 52$ dB

$L_{n,f,w} = 44$ dB

$\Delta L_w = 24$ dB

24



LEED Certified Panel
CBI Member of
Green Building Council



CE Marking



Member of CIBG Federation
RINA
ISO 9001:2008
Sistema Qualità Certificato
ISO 9001:2008

TECHNICAL FEATURES - UNI EN 12825

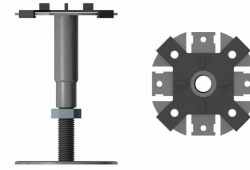
STRUCTURE SYSTEM	POINT OF PRESSURE	DEFLECTION 2.5 mm	ULTIMATE LOAD	LOADING CLASS	
CBI/ST	Center of panel	4.0 kN	11.5 kN	5	
	Middle of panel edge	3.1 kN	6.1 kN	2	
	Diagonal 70 mm	3.6 kN	8.3 kN	3	
CBI - CR	Center of panel	4.2 kN	12.0 kN	6	
	Middle of panel edge	3.3 kN	6.4 kN	2	
	Diagonal 70 mm	3.8 kN	8.7 kN	3	
IF Tubolar	Center of panel	4.4 kN	12.6 kN	6	
	Middle of panel edge	3.4 kN	6.7 kN	2	
	Diagonal 70 mm	4.0 kN	9.1 kN	4	

SYSTEM TYPE: CBI/ST STRUCTURE

Offices - Private buildings

code	height	
CBI03 F12	45/65	mm
CBI04 F12	61/90	mm
CBI05 F12	83/130	mm
CBI06 F12	120/200	mm
CBI07 F12	170/290	mm
CBI01 F16	26/35	mm
CBI02 F16	32/48	mm
CBI03 F16	45/65	mm
CBI04 F16	61/90	mm
CBI05 F16	83/130	mm
CBI06 F16	120/200	mm
CBI07 F16	170/290	mm
CBI08 F16	250/390	mm
CBI09 F16	350/490	mm
CBI10 F16	450/650	mm

SYSTEM CBI/ST
INSTALLED WITHOUT
STRINGERS



Vertical Axial load of pedestals **CBI 06** according to standard UNI EN 12825

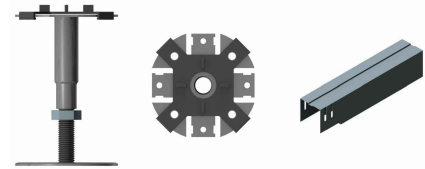
TEST - 1	Ultimate load - 47.15 kN	Mean ultimate load - 53.16 kN
TEST - 2	Ultimate load - 55.78 kN	
TEST - 3	Ultimate load - 56.55 kN	

SYSTEM TYPE: CBI STRUCTURE

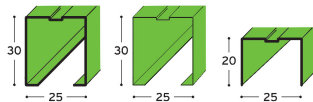
Offices - Private buildings

code	height	
CBI03 F12	45/65	mm
CBI04 F12	61/90	mm
CBI05 F12	83/130	mm
CBI06 F12	120/200	mm
CBI07 F12	170/290	mm
CBI03 F16	45/65	mm
CBI04 F16	61/90	mm
CBI05 F16	83/130	mm
CBI06 F16	120/200	mm
CBI07 F16	170/290	mm
CBI08 F16	250/390	mm
CBI09 F16	350/490	mm
CBI10 F16	450/650	mm

SYSTEM CBI
CLIP-ON STRINGERS



STRINGER: T536/A 25x30mm
T536/L 25x30mm
T536/S 25x20mm

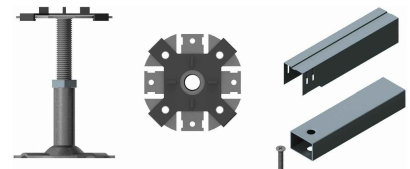


SYSTEM TYPE: CR STRUCTURE

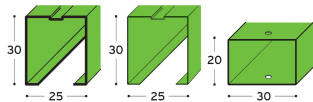
Offices - Private buildings - Public buildings - Banks - Museums

code	height	
CR01 F16	200/350	mm
CR02 F16	350/550	mm
CR03 F18	550/800	mm
CR04 F20	800/1050	mm
CR05 F20	1050/1300	mm

SYSTEM CR
CLIP-ON STRINGERS
TUBULAR STRINGERS



STRINGER: T536/A 25x30mm
T536/L 25x30mm
TUBULAR: TT535 30x20mm

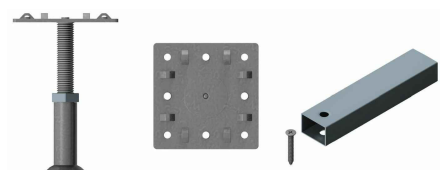


SYSTEM TYPE: IF STRUCTURE

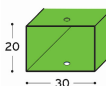
Public buildings - Banks - Museums - Computer rooms

code	height	
IF1622	160/220	mm
IF2128	210/280	mm
IF2734	270/340	mm
IF3339	330/390	mm
IF3844	380/440	mm
IF4349	430/490	mm
IF4854	480/540	mm
IF5359	530/590	mm
IF5873	580/730	mm
IF7287	720/870	mm
IF8699	860/990	mm

SYSTEM IF
TUBULAR STRINGERS



TUBULAR: TT535 30x20mm



ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

