

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Saad Dahleb Blida 1



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixte

Thème :

Conception d'un centre commercial en charpente
métallique de R+9 avec sous-sol

Présenté par :

Taib Ishak

Hanini Mohamed

Devant les membres du jury :

..... U.Saad Dahleb-Blida

Examineur

..... U.Saad Dahleb-Blida

Examineur

Mohamed Slitane U.Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Ayoub Bouadjadja U.Saad Dahleb-Blida

Co- Promoteur

Septembre 2022

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un centre commercial « R+9+ sous-sol » en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par les palées de stabilité en V. Il est implanté à la wilaya de **Blida** qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon les (**RPA 99 version 2003**).

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré dimensionnement des éléments porteurs, une étude dynamique en zone sismique selon le RPA 99, l'analyse sismique de la structure a été réalisée par logiciel du calcul **Autodesk Robot structural analysis 2019**, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

Abstract

This final of study Project consents of dimensioning shopping center « ground floor + 9floors and basement » in a metal frame, where its stability is ensured by the V-shaped stability brackets. It is located in the wilaya of **BLIDA** which is classified as a zone of high seismicity (**zone III**) according to (**RPA 99 version 2003**).

This project is developed in serval stages, we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a dynamic study in a seismic zone according to RPA99, the seismic analysis of the structure was carried out by calculation software **Autodesk Robot structural analysis 2019**, the verification of the elements , them the assemblies of the structure according to the CCM 97 code, and finally the study of the infrastructure.

Keywords : metal frame, composite floor, earthquake, assembly.

ملخص

مشروع نهاية الدراسة هذا عبارة عن دراسة وتحديد أبعاد مركز تسوق يتكون من طابق أرضي + 9 طوابق وقيو في إطار معدني حيث يتم ضمان ثباته من خلال أقواس الاستقرار على شكل حرف V. يقع المشروع في ولاية البليلة والتي تم تصنيفها على أنها منطقة عالية الزلازل (منطقة 3) حسب (RPA99 الإصدار 2003).

تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل تم تقييم الأحمال والرسوم الإضافية ثم دراسة الأرضية، ثم دراسة ديناميكية في منطقة زلزالية وفقا ل RPA99، تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل بواسطة برنامج الحساب " **Autodesk Robot 2019 structural analysis**»، ثم دراسة المركبات للبناء وفقا ل "CCM97"، وأخيرا دراسة البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: إطار معدني، أرضية مركبة، زلزال، المركبات.

Dédicace

On dédie ce projet à nos chers parents et nos frères et nos amis

Ishak & Mohamed

REMERCIEMENT

AL-HAMDULILAH

Nous commençons tout d'abord à rendre grâce à ALLAH le tout puissant, de nous avoir donné la santé, force et le courage d'avoir pu finir ce modeste travail.

Nous exprimons particulièrement toute notre reconnaissance à notre promoteur Mr Mohamed Slitane de n'avoir aménagé aucun effort en tous lieux et à tout moment afin de nous guider, conseiller, rediriger, bref de nous avoir encadré dûment.

Nous avons tenu également à adresser nos sincères remerciements à tous les professeurs du département pour la connaissance et l'orientation reçues d'eux.

Egalement, nos considérés remerciements aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre travail, examination suite à laquelle nous avons enrichi le projet à travers leurs propositions et remarques apportées.

Nous ne pouvons finir sans remercier spécialement nos parents, pour toute l'amour et l'affection qu'ils nous ont apportées, amour qui nous a accompagnée et qui nous a permis d'arriver là aujourd'hui.

Ishak & Mohamed

SOMMAIRE

Résumé	
Dédicace	
Remercîments	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Les plans d'architecture et génie civil	
Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction.....	04
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	04
I.3. Règlements techniques.....	13
I.4. Caractéristique mécanique des matériaux.....	13
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments résistants	
II.1. Introduction.....	18
II.2. Les planchers.....	18
II.3. Estimation des charges des planchers.....	19
II.4. Pré dimensionnement des solives.....	20
II.5. Pré dimensionnement des poutres principales.....	28
II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....	36
Chapitre III : Etude Climatique	
III.1. Introduction.....	44
III.2. Effet de la neige.....	44
III.3. Effet du vent.....	45
III.4. Effets du frottement.....	59
Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique	
IV.1. Introduction.....	62
IV.2. Etude sismique.....	62
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	63
IV.1. Résultat de l'analyse sismique.....	68
Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature	
V.1.Introduction.....	77
V.1.Vérification de la stabilité.....	78
Chapitre VI : Etude et conception des assemblages	
VI.1. Introduction.....	89
VI.2. Assemblage poutre-solive.....	91
VI.3. Assemblages poteau-poutre.....	95
VI.4. Assemblage de contreventement en V.....	103
VI.1. Assemblage de continuité (poteau-poteau) HEB1000-HEB900.....	110
Chapitre VII : Etude d'infrastructure	
VII.1. Voile périphérique	118

SOMMAIRE

VII.2. Les poteaux mixtes.....	123
VII.3. Fondation.....	126
Chapitre VIII : Etude des éléments secondaires	
VIII.1. Introduction	139
VIII.2. Etude des escaliers	139
VIII.3. Etude de l'acrotère	144
Conclusion générale	146
Références	
Annexe	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tab I.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.....	14
Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques.....	14

Chapitre II :

Tab II.1 : Charge permanente terrasse accessible.....	19
Tab II.2 : Charge permanente terrasse inaccessible.....	19
Tab II.3 : Charge permanente plancher courant.....	20
Tab II.4 : caractéristique du profilé IPE 200.....	21
Tab II.5 : caractéristique du profilé IPE 240.....	25
Tab II.6 : solive des autres planchers.....	28
Tab II.7: caractéristique du profilé IPE 330.....	29
Tab II.8: caractéristique du profilé IPE 500.....	31
Tab II.9 : poutre principale des autres planchers.....	36
Tab II.10: la loi de dégression.....	38
Tab II.11: la descente des charges (les poteaux centraux).....	38
Tab II.12: les sections et les profilés des poteaux centraux.....	39
Tab II.13: Vérification au flambement de 9 ^{ème} étage jusqu'à RDC....	42
Tab II.14 : choix final des profilés.....	42

Chapitre III :

Tab III.1 : catégorie de terrain.....	47
Tab III.2 : les valeurs de q_p sur V_1 et V_3	48
Tab III.3 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_1	49
Tab III.4 : C_{pe} sur la terrasse direction V_1 et V_3	50
Tab II.5 : $W(z)$ sur la paroi verticale direction V_1 et V_3	51
Tab III.6 : $W(z)$ sur la terrasse direction V_1 et V_3	51
Tab III.7 : les valeurs de q_p sur V_2 et V_4	53
Tab III.8 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_2	54
Tab III.9 : C_{pe} sur la terrasse direction V_2 et V_4	55
Tab II.10 : $W(z)$ sur la paroi verticale direction V_2 et V_4	56
Tab III.11 : $W(z)$ sur la terrasse direction V_2 et V_4	57

Chapitre IV :

Tab IV.1 : Facteur de qualité.....	67
Tab IV.2 : Participation massique du modèle initial.....	69
Tab IV.3 : Déplacement inter étage du modèle initial.....	70
Tab IV.4 : Participation massique du modèle final.....	72
Tab IV.5 : Déplacement inter étage du modèle final.....	73
Tab IV.6 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.....	74
Tab IV.7 : Vérification de l'effet P-delta.....	75

Chapitre V :

Tab V.1 : caractéristique du profilé HEB 1000.....	79
Tab V.2 : Vérification des poteaux HEB 900 et HEB800 au flambement.....	83

LISTE DES TABLEAUX

Tab V.3 : Vérification des poteaux HEB 900 et HEB800 au déversement.....	83
Tab V.4 : Caractéristique de la poutre IPE500	84
Tab V.5 : Vérification de la résistance de poutre secondaire	85

Chapitre VI :

Tab VI.1 : Caractéristiques des boulons	89
Tab VI.2 : caractéristiques de la platine.....	96
Tab VI.3 : caractéristiques des boulons	96
Tab VI.4 : caractéristiques de jarret inférieur.	96
Tab VI.5: caractéristiques de raidisseur du poteau.....	97
Tab VI.6 : caractéristiques de soudure	97
Tab VI.7 : coordonnées géométriques	103
Tab VI.8 : caractéristiques des boulons	104
Tab VI.9 : les efforts maximaux	104
Tab VI.10: les vérifications données par logiciel.....	104
Tab VI.11: vérification de contrainte équivalente de la platine	105
Tab VI.12: tableau des données de conception	105
Tab VI.13: tableau récapitulatif des vérifications des boulons.....	108
Tab VI.14: tableau récapitulatif des vérifications des soudures	108
Tab VI.15: coordonnées géométriques.....	110
Tab VI.16: section transversale.....	111
Tab VI.17: caractéristique des boulons.....	111
Tab VI.18: les efforts maximaux	112
Tab VI.19 : les vérifications données par logiciel.....	112
Tab VI.20 : vérification de contrainte équivalente de la platine	112
Tab VI.21 : Données de conception	114
Tab VI.22: longueur de serrage de boulons.....	114

Chapitre VII :

Tab VII.1 : Ferrailage du voile périphérique	119
Tab VII.2 : vérification des contraintes à l'ELS.....	121
Tab VII.3 : Caractéristiques géométrique	125
Tab VII.4 : Caractéristiques géométrique du raidier	129
Tab VII.5 : Contrainte sous le radier à l'ELU.....	131
Tab VII.6 : Contrainte sous le radier à l'ELS	131
Tab VII.7 : Calcul des moments	132
Tab VII.8 : ferrailage des panneaux du radier	133
Tab VII.9 : Vérification des contraintes	133
Tab VII.10 : Vérification des contraintes du nouveau choix.....	134
Tab VII.11 : Ferrailage des nervures (y-y).....	134
Tab VII.12 : Ferrailage des nervures (x-x).....	135

LISTE DES TABLEAUX

Tab VII.13 : Vérification des contraintes	135
Tab VII.14 : choix des armatures transversales.....	135

Chapitre VIII :

Tab VIII.1 : Les vérifications de l'acrotère à l'ELS.....	146
---	-----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Fig I.1 : Vue 3D du bâtiment.....	04
Fig I.2 : coupe A-A du bâtiment.....	05
Fig I.3 : présentation des plans génie civil.....	06
Fig I.4 : plancher mixte (EUROCODE 4).....	07
Fig I.5 : Conception d'un plancher collaborant.....	08
Fig I.6 : Bac d'acier type HiBond 55.....	09
Fig I.7: Goujon soudée.....	09
Fig I.8: Plancher technique 60x60 cm.....	10
Fig I.9: Escalier en charpente métallique.....	11
Fig I.10: garde-corps métallique.....	12
Fig I.11 : Ascenseur.....	12
Fig I.12 : Mur rideau.....	13

Chapitre II :

Fig II.1 : vue en plan plancher courant.....	20
Fig II.2 : schéma des solives.....	21
Fig II.3 : vue en plan plancher courant.....	28
Fig II.4 : Schéma statique de poutre principale.....	29
Fig II.5 : Poteau central.....	37

Chapitre III :

Fig III.1 : direction de vent sur la structure.....	45
Fig III.2 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.....	46
Fig III.3 : hauteur de référence Z_e	47
Fig III.4 : Légende pour les parois verticales.....	48
Fig III.5 : zone de pression pour les parois verticales.....	49
Fig III.6 : Légende pour les toitures plates.....	49
Fig III.7: zone de pression pour la terrasse.....	50
Fig III.8: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V_1 et V_3).....	52
Fig III.9 : hauteur de référence Z_e	53
Fig III.10 : Légende pour les parois verticales.....	54
Fig III.11 : zone de pression pour les parois verticales.....	54
Fig III.12 : Légende pour les toitures plates.....	55
Fig III.13: zone de pression pour la terrasse.....	55
Fig III.14: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V_2 et V_4).....	58
Fig III.15: représentation des surfaces aux vents.....	59

Chapitre IV :

Fig IV.1 : Spectre de réponse.....	64
Fig IV.2 : Vue 3D du modèle initial.....	68
Fig IV.3 : Les trois premiers modes du modèle initial.....	68
Fig IV.4 : Vue 3D du modèle final.....	71
Fig IV.5: Les trois premiers modes du modèle final.....	71

Chapitre V :

Fig V.1 Phénomène du flambement.....	77
Fig V.2 Phénomène du déversement.....	78
Fig V.3 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.....	79
Fig V.4 : schémas de la poutre principale.....	84
Fig V.5 : Systèmes de contreventements en V.....	86

LISTE DES FIGURES

Chapitre VI :

Fig VI.1 : Exemples des assemblages boulonnés	90
Fig VI.2 : Assemblages par soudure Fonctionnement par adhérence.....	90
Fig VI.3 : Assemblage poutre-solive	92
Fig VI.4 : Disposition constructive d'assemblage poutre-solive.....	95
Fig VI.5 : assemblage poteau-poutre.....	96
Fig VI.6 : Disposition constructive d'assemblage poteau-poutre	101
Fig VI.7 : l'attache de la diagonale CARC350*350*16-IPE500	103
Fig VI.8 : Section transversale CARC350*350*16-IPE500	104
Fig VI.9 : Vérification de déformation LE1	106
Fig VI.10 : Vérification de la contrainte équivalente LE1	106
Fig VI.11 : P30*300-1100(S275)	109
Fig VI.12 : P10*468-95 (S275)	109
Fig VI.13 : CPL4-CPLa4	110
Fig VI.14 : assemblage de continuité HEB 100-HEB900	110
Fig VI.15 : assemblage de continuité HEB 100-HEB900 (section transversale)	111
Fig VI.16 : vérification de déformation de l'effort normal Max	113
Fig VI.17 : contrainte équivalente de l'effort normal Max	113
Fig VI.18 : platines d'ajustassions '1' et '2'.....	114
Fig VI.19 : Eclisse de semelle 1 et 2	115
Fig VI.20 : Eclisse d'âme 'a' et 'b'.....	115
Fig VI.21 : haut HEB 900 (semelles)	115
Fig VI.22 : haut HEB 900 (âme 1)	116
Fig VI.23 : Bas HEB 1000 (semelle).....	116
Fig VI.24 : Bas HEB 1000 (âme 1).....	116

Chapitre VII :

Fig VII.1 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	119
Fig VII.2 : ferrailage du voile périphérique (sens x-x).....	122
Fig VII.3 : ferrailage du voile périphérique (sens y-y).....	123
Fig VII.4 : ferrailage du voile périphérique	123
Fig VII.5 : Exemple de poteau mixte	123
Fig VII.6 : surface nécessaire du radier	127
Fig VII.7 : surface nécessaire du radier	130
Fig VII.8 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens porteur.....	137
Fig VII.9 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens non porteur	137

Chapitre VIII :

Fig VIII.1 : Schéma illustrant des escaliers	139
Fig VIII.2 : Vue en plan de l'escalier.....	140
Fig VIII.3 : Schéma statique de l'escalier.....	141
Fig VIII.4 : Schéma statique de la poutre palière	143
Fig VIII.5 : Ferrailage de l'acrotère	147

Liste des symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

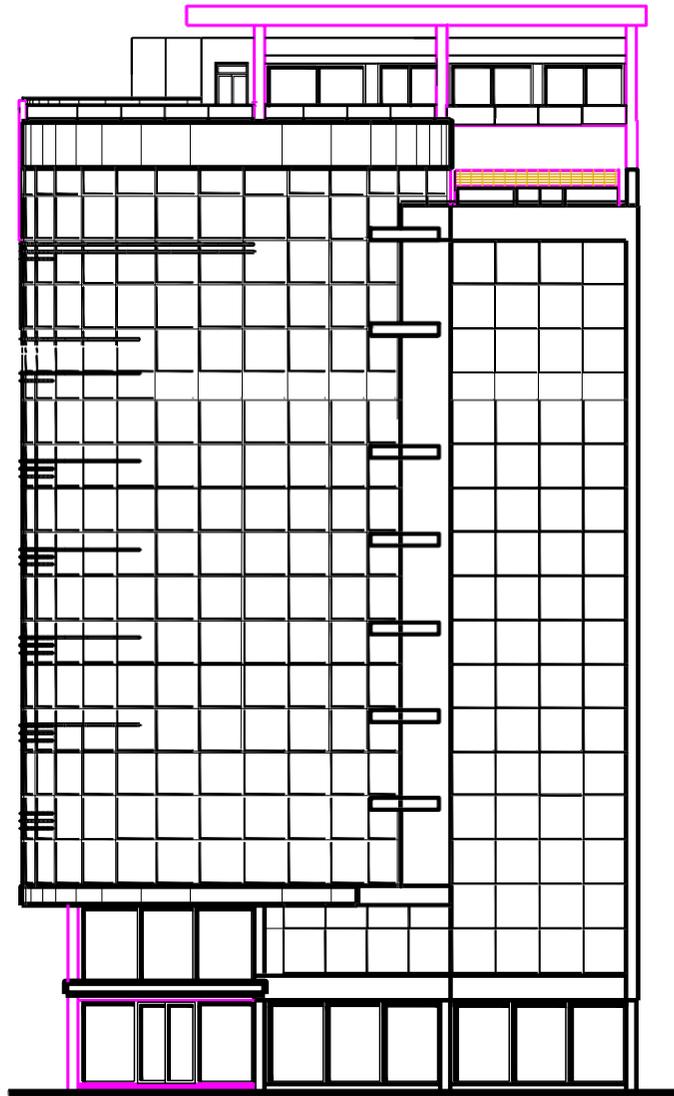
A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier Section
A _t	d'armatures transversales Aire
B	D'une section de béton Diamètre
D	Module d'élasticité longitudinale
E	Module de déformation longitudinale du béton
E _b	Module d'élasticité de l'acier
E _i	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours)
E _s	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours)
E _v	Force ou action en général
F	Action permanente, module d'élasticité transversale
G	Charges d'exploitations
Q	Moment d'inertie
I	Coefficient
K	Longueur ou portée
L	Longueur de flambement
L _f	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent Moment
M _G	fléchissant développé par les charges d'exploitations Moment
M _Q	de calcul ultime
M _u	Moment de calcul de service
M _{ser}	Moment en travée
M _t	Moment sur appuis
M _a	Effort normal
N	Espacement des armatures transversales
S _t	Effort Tranchant, période
T	Effort tranchant à la base
V ₀	Facteur de terrain
K _t	Paramètre de rugosité
Z ₀	Hauteur Minimale
Z _{min}	
C _r	Coefficient de rugosité
C _t	Cohésion
C _d	Coefficient dynamique
C _e	Coefficient d'exposition
C _{pe}	Coefficient de pression extérieure
C _{pi}	Coefficient de pression intérieure
C _p	Coefficient de pression nette

En minuscules :

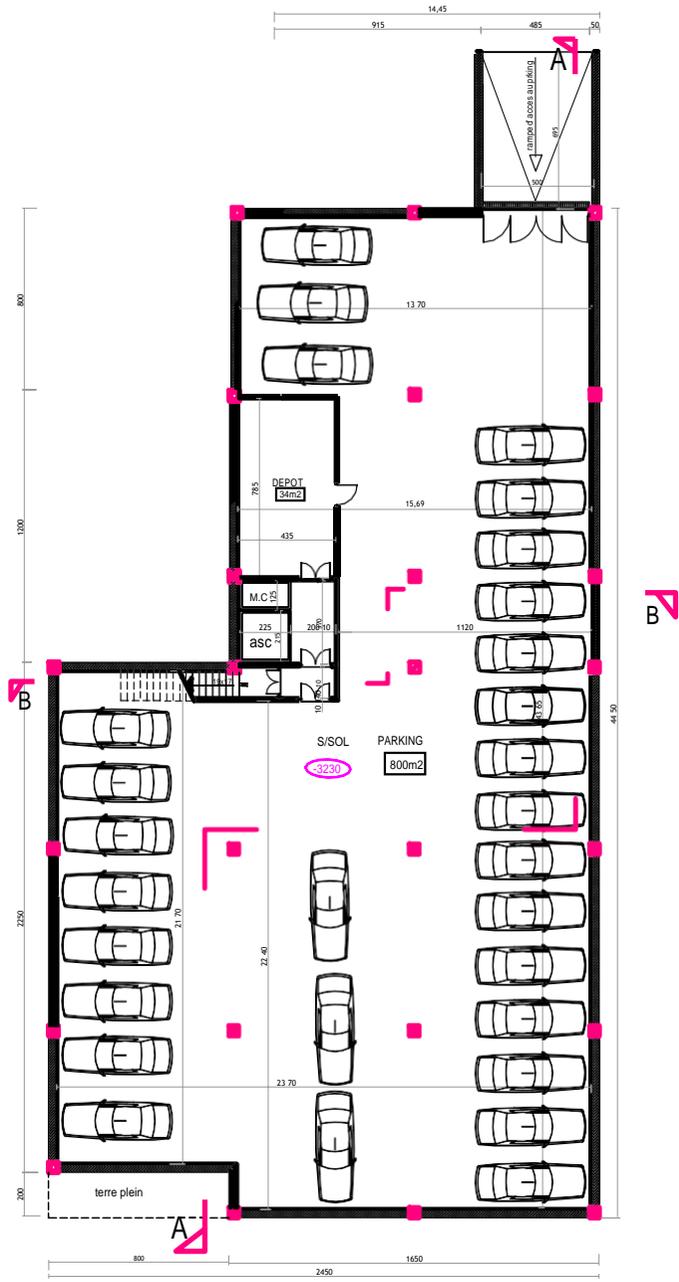
a	Une dimension
b	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosseur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	Nombre de jours
k	Coefficient en général
l	Longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie Profondeur de l'axe neutre
z	Coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_j	pression dû au vent

En minuscules :

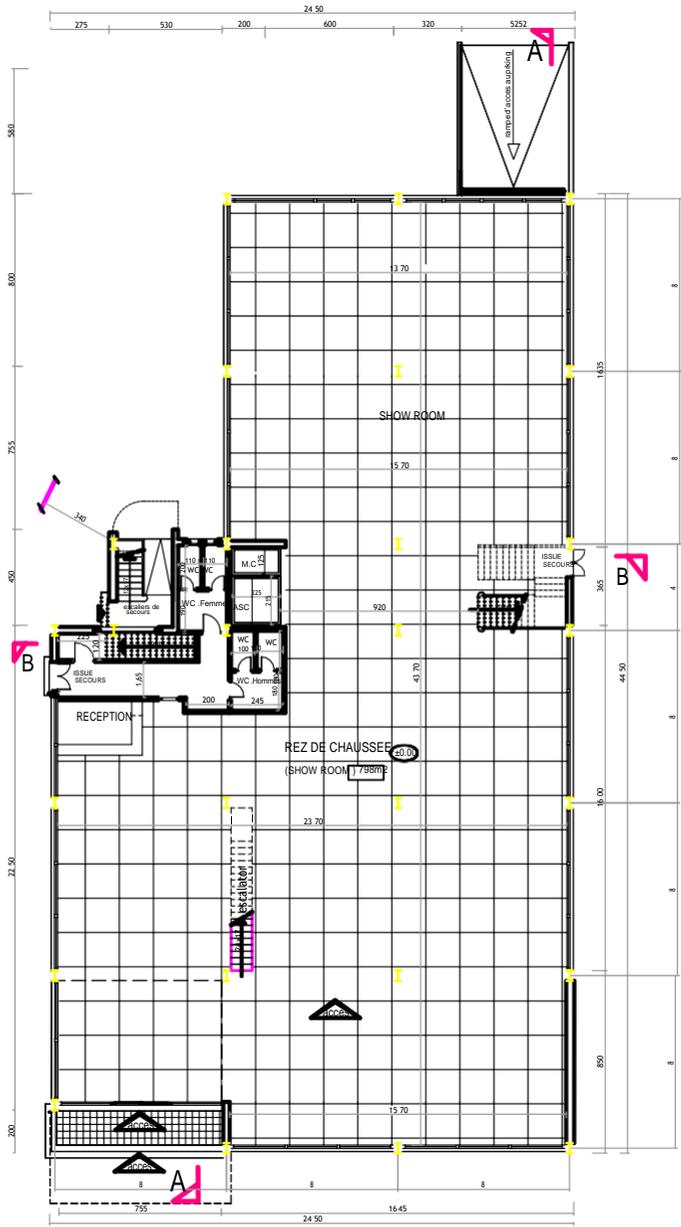
\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton ε déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement
σ_c	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne



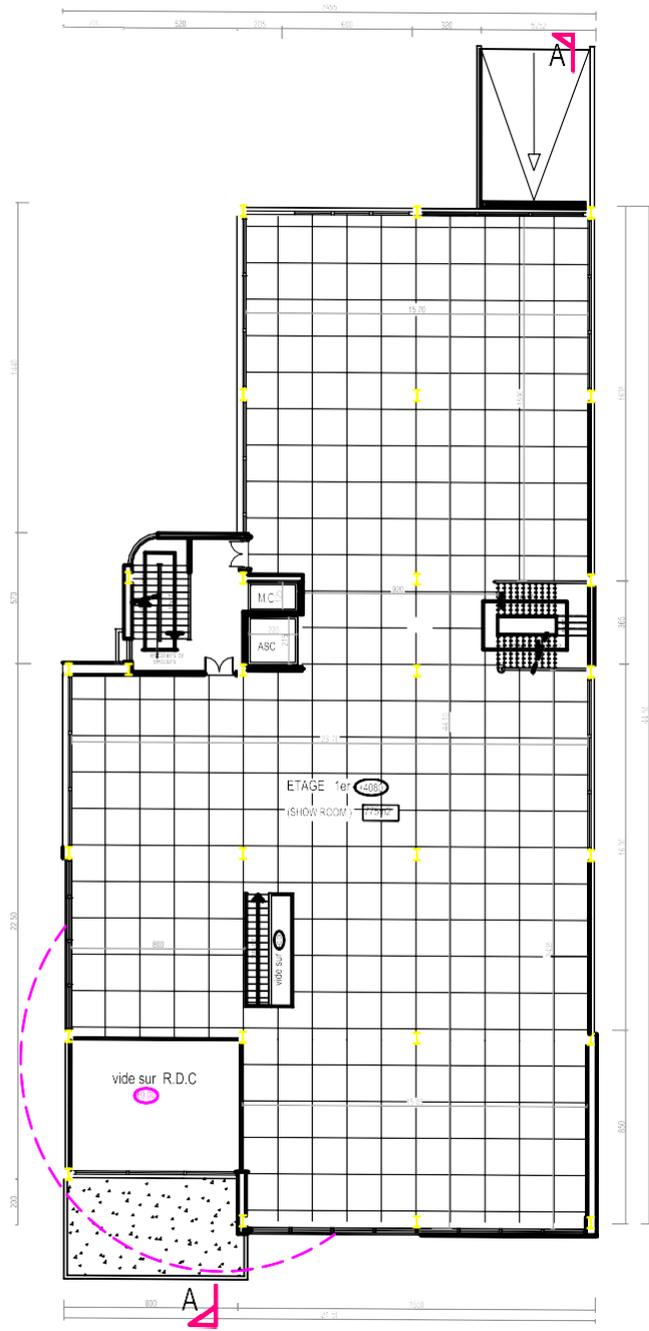
— FACADE PRINCIPALE —



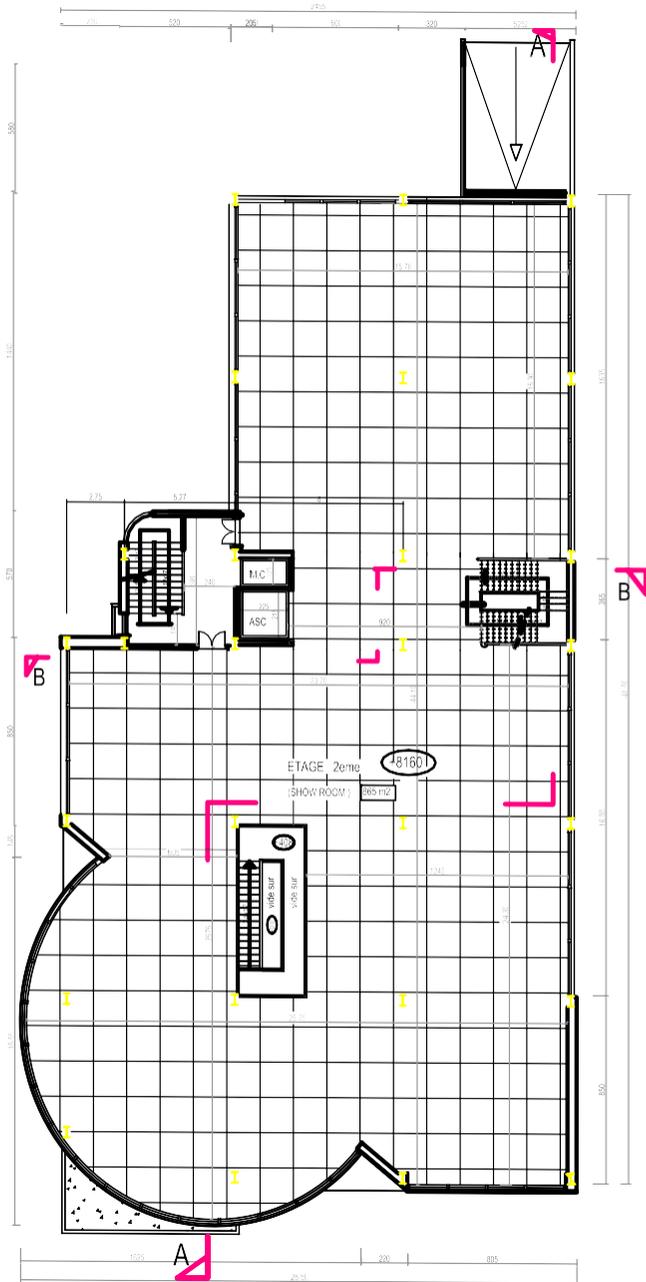
— VUE EN PLAN. (SOUS/SOL). NIV : -3230. —



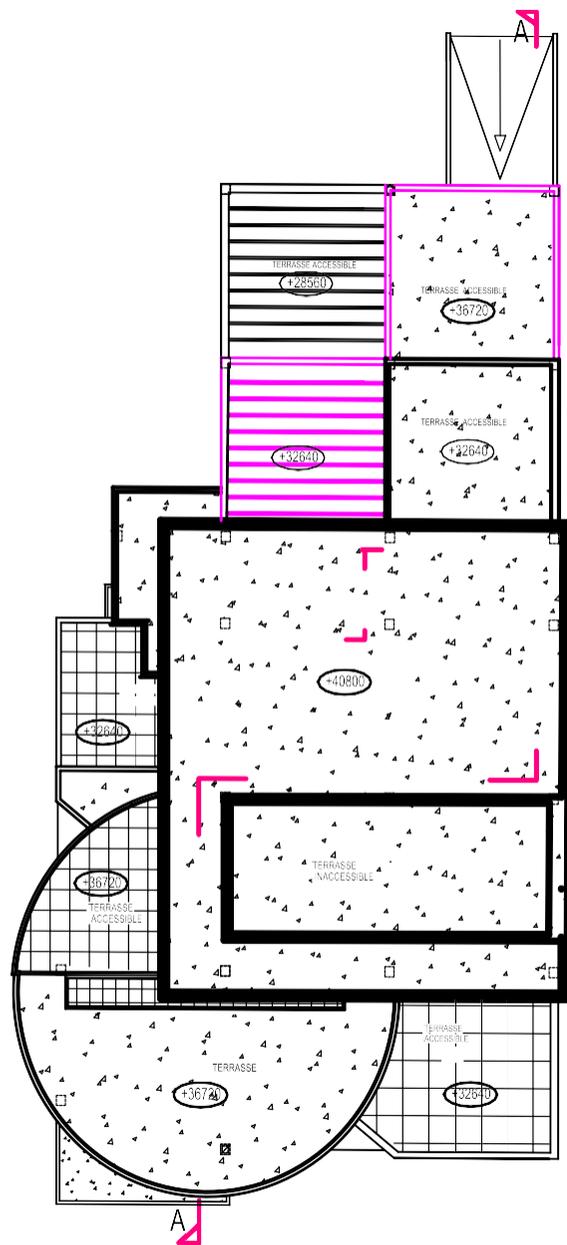
— VUE EN PLAN . (REZ DE CHAUSSEE). NIV : ±0.00 —



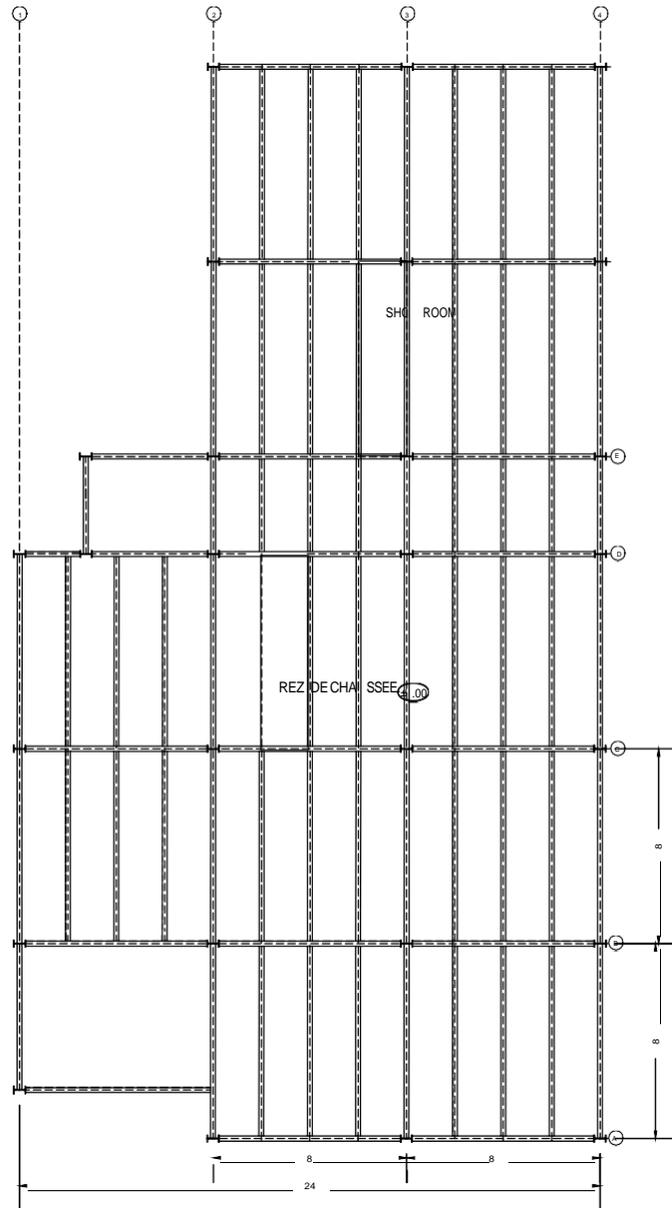
— VUE EN PLAN . (ETAGE 1er). NIV : +4080 —



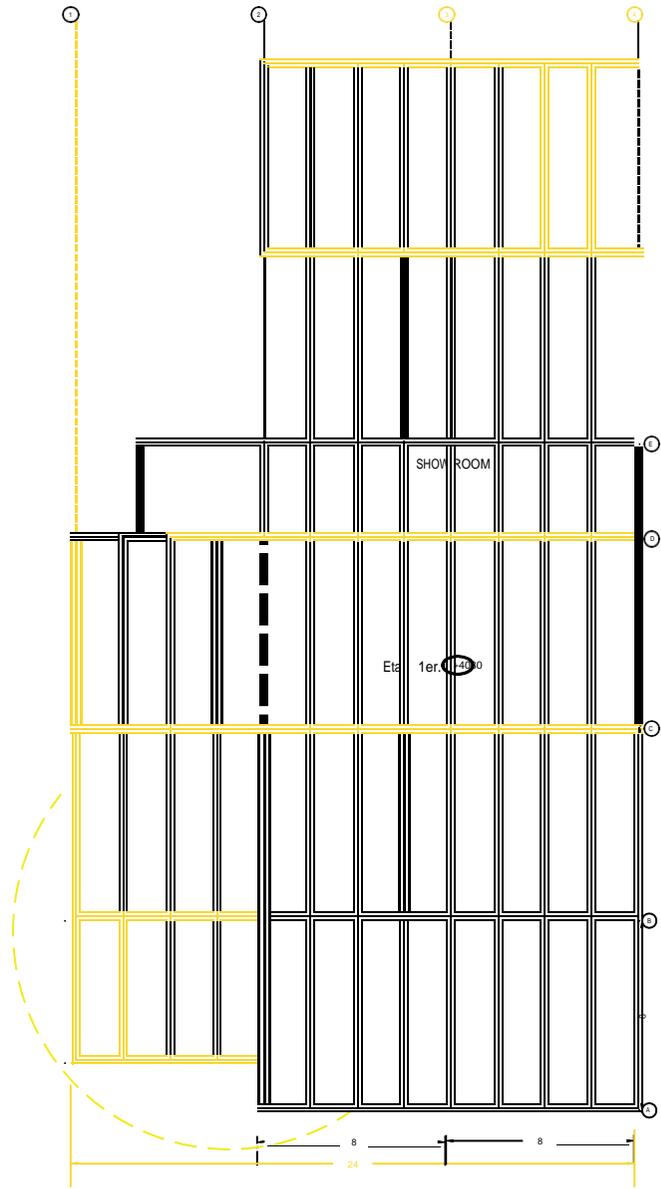
— VUE EN PLAN . (ETAGE 2 EME) . NIV : +8160 —



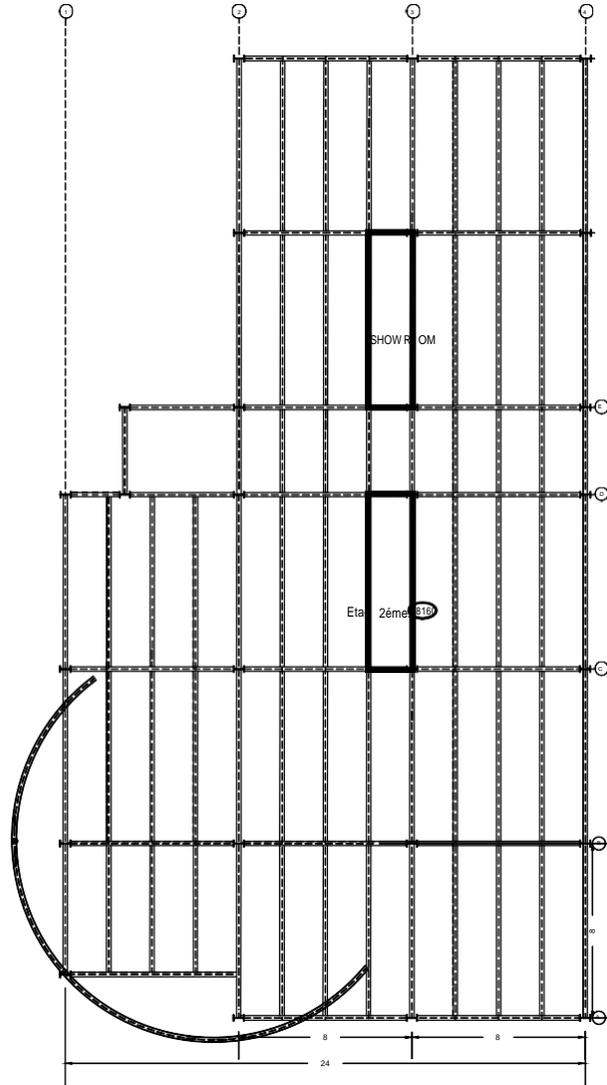
— VUE DE DESSUS. (TOITURE - TERRASSE). —



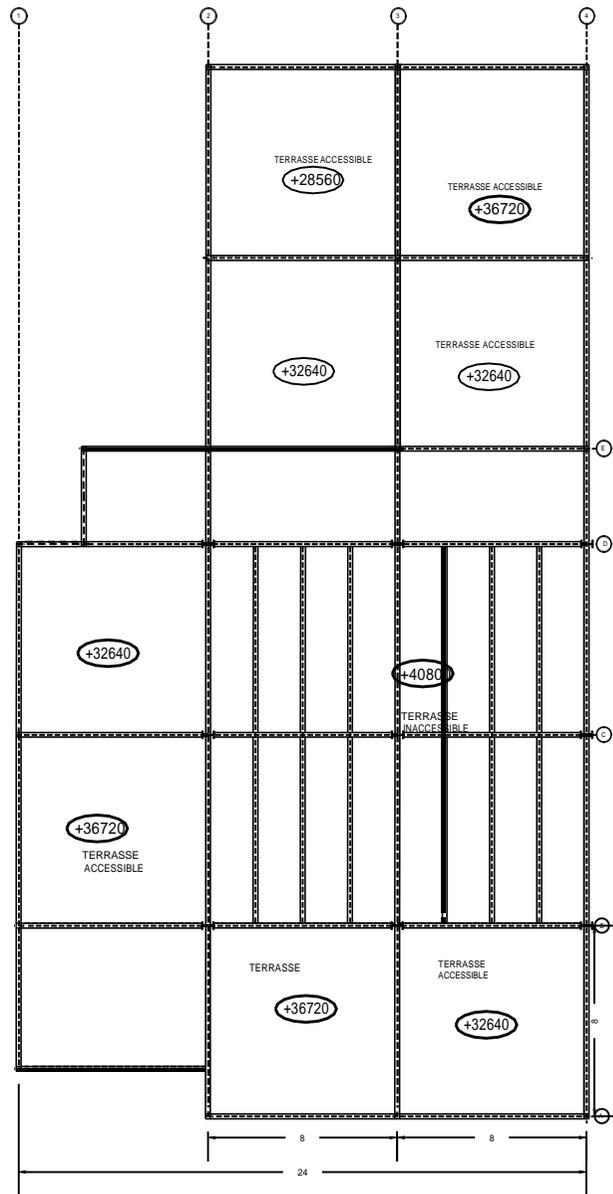
— VUE EN PLAN. (REZ DE CHAUSSEE) NIV: ±0.00 —



VUE EN PLAN. (ETAGE 1er). NIV: +4080



VUE EN PLAN. (ETAGE 2EME), NIV: +8160



VUE DE DESSUS. (TOITURE- TERRASSE).

Introduction

générale

Introduction Générale

Pour n'importe quel projet de construction, différents procédés de conception et de calculs sont utilisés, selon des normes et des codes qui doivent être respectés.

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes notamment les séismes, le vent et les incendies constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un centre commercial (RDC et 9 étages avec s/sol) en charpente métallique, qui implanté à la wilaya de BLIDA.

Notre projet est structuré suivant les chapitres suivants :

- **1^{er} chapitre** : on présente des Introductions aux structures métalliques, et la construction mixte, et ce chapitre comprend la Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des Matériaux à utiliser aussi que les règlements techniques.
- **2^{ème} chapitre** : sera un pré dimensionnement des éléments de la structure, tels que les planchers, poteaux, poutres de bâtiment.
- **3^{ème} chapitre** : l'objective de ce chapitre, est étudiée les effets climatiques tel que le vent et la neige suivant le **règlement Neige et Vent « RNV 2013 »**.
- **4^{ème} chapitre** : comporte l'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite en introduisant un spectre de réponse au logiciel Autodesk Robot structural analysis 2019 pour déterminer les efforts dans les éléments.
- **5^{ème} chapitre** : porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en Charpente métallique.
- **6^{ème} chapitre** : consacre à la conception et l'étude des assemblages des différents éléments par logiciel **ROBOT** et **IDEA Statica**.
- **7^{ème} chapitre** : portera sur l'étude de l'infrastructure.
- **8^{ème} chapitre** : Etude des éléments secondaires

Et enfin on termine notre travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel de Notre travail.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

- La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations.
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un centre commercial « R+9+ sous-sol » en charpente métallique. Il est implanté à la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon les (RPA 99 version 2003).



Fig I.1 : Vue 3D du bâtiment.

I.2.1. Caractéristiques géométriques du projet :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale.....44.50 m
- Largeur totale.....24.50 m
- Hauteur de s/sol..... 3.23 m
- Hauteur du rez-de -chaussé4.08 m
- Hauteur des étages 4.08 m
- Hauteur total du bâtiment..... 40.80 m

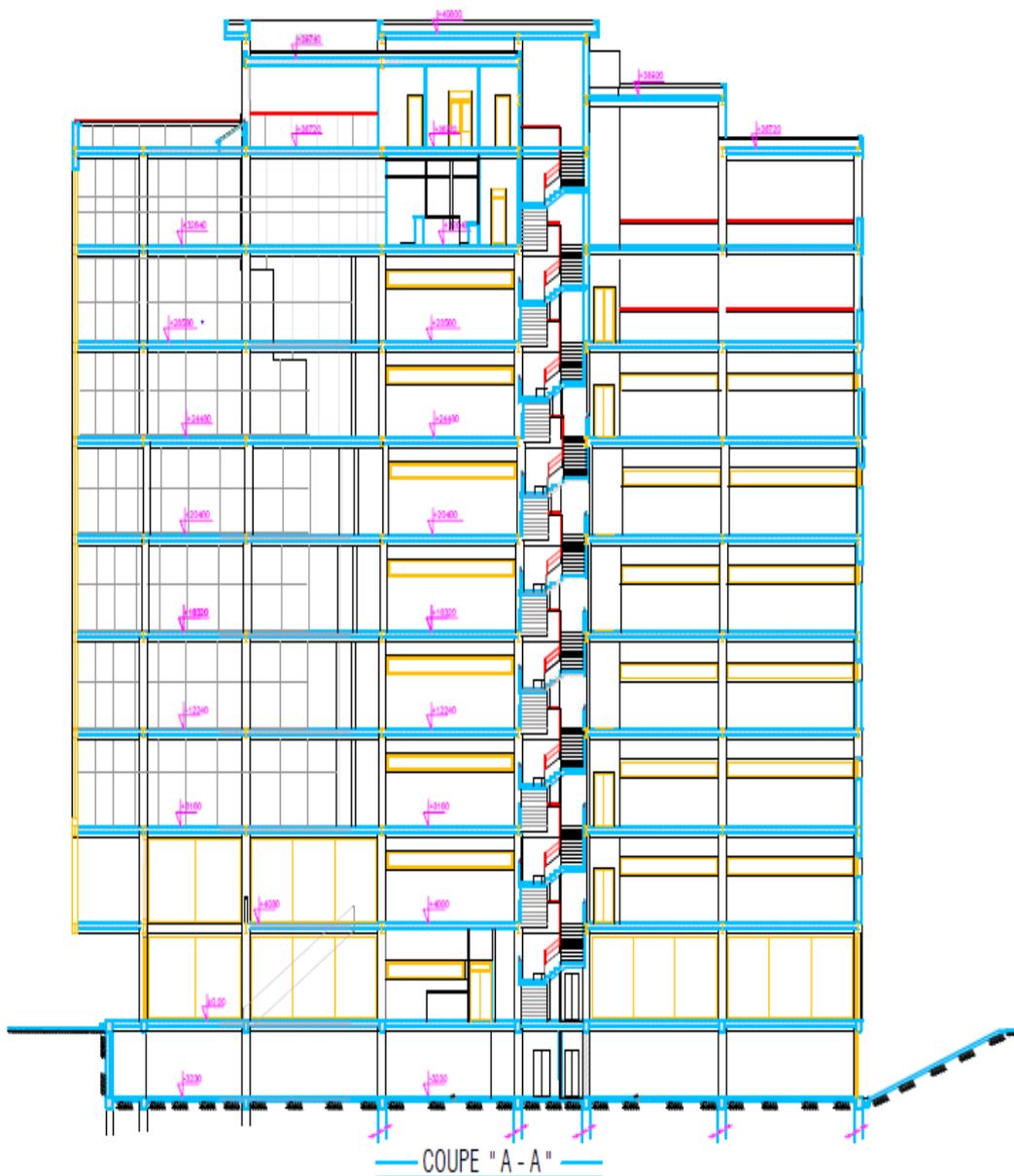


Fig I.2 : coupe A-A du bâtiment

I.2.2. Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est un bâtiment, implantée wilaya de **Blida** « **Beni-mered** » dont :

- Altitude = 146 m
- Le site est classé dans la zone III. (Selon le règlement parasismique algérien RPA99v2003).

I.2.3. Présentation des plans génie civil :

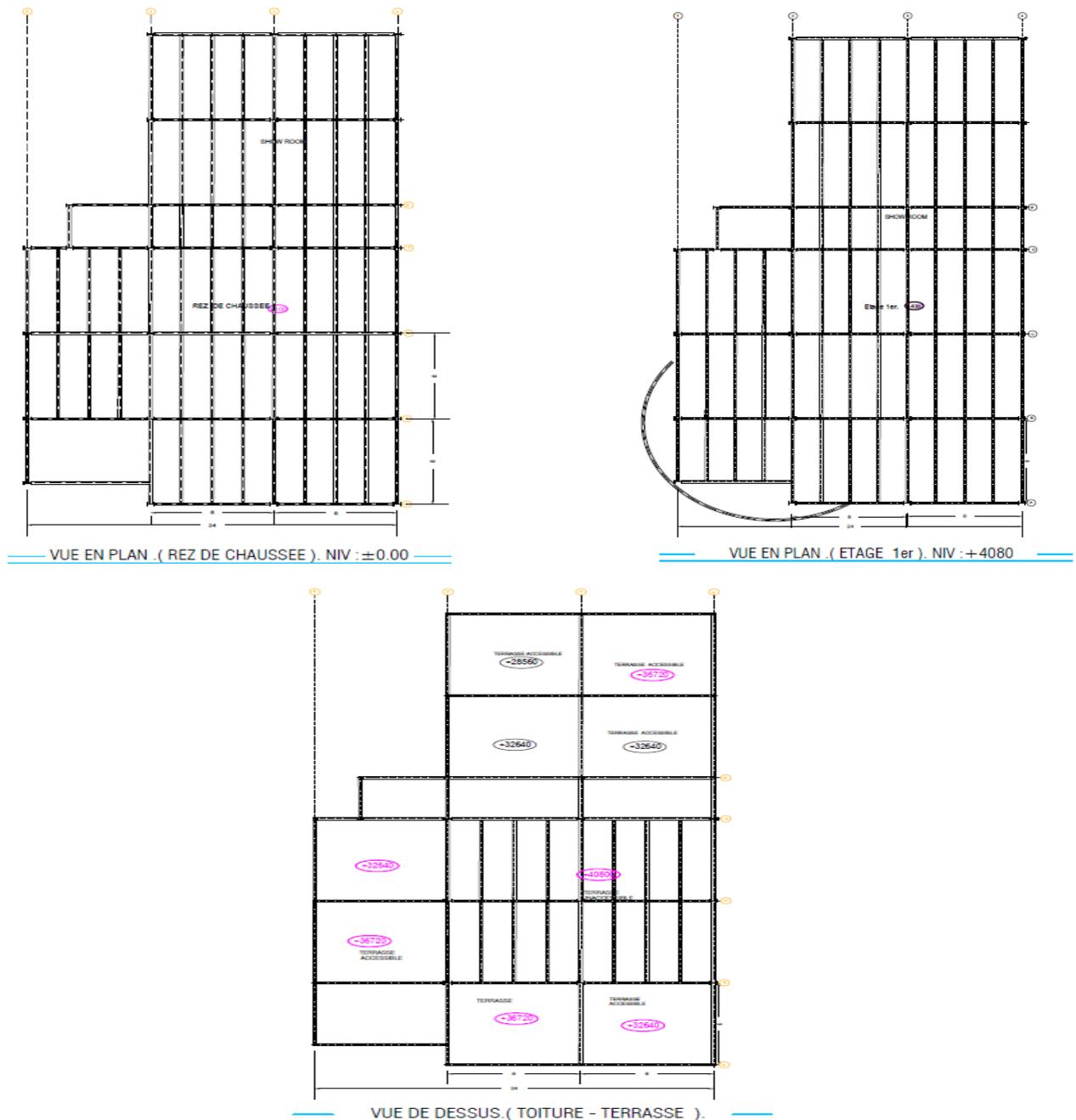


Fig I.3 : présentation des plans génie civil.

I.2.3. Présentation structurale :

a. plancher mixte :

On appelle plancher mixte une dalle en béton reposant sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

-Le béton qui résiste bien à la compression et mal à la traction

-L'acier qui résiste bien à la traction et mal à la compression due aux phénomènes d'instabilité (flambement, déversement et voilement).

Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature. En outre, l'ensemble est facile à poser, surtout lorsque la poutre peut supporter seule le poids propre de la dalle sans étais et que l'on peut coffrer les dalles sur des prédalles ou des bacs nervurés en acier, donc sans coffrage à réaliser sur place. 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 des connecteurs. **EUROCODE 4**

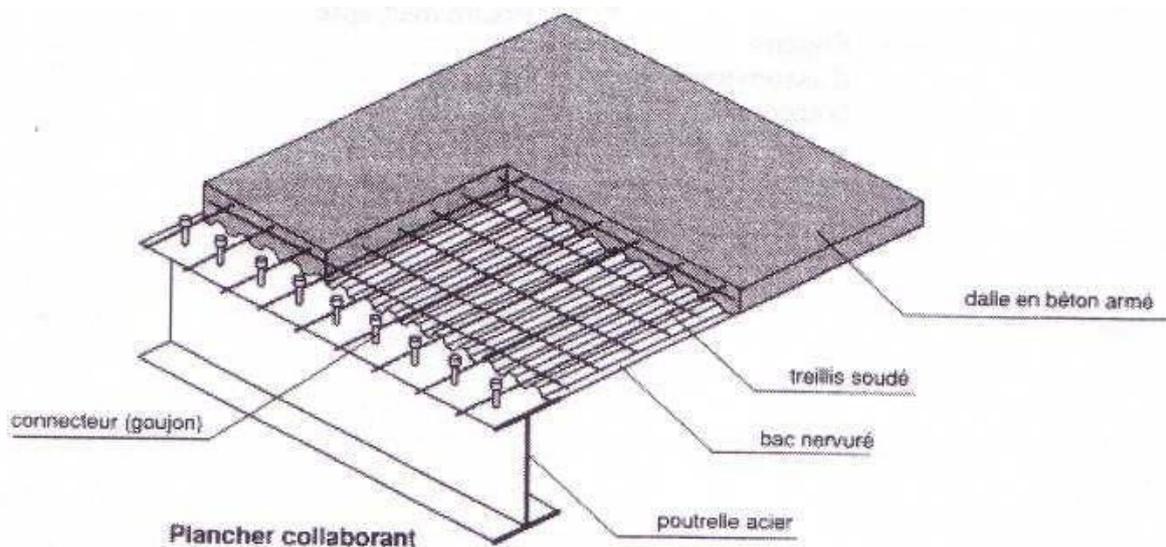


Fig I.4 : plancher mixte (EUROCODE 4).

• Résistance au feu :

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, variant entre (R30 et R120). Elle ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par les formules suivantes :

$$h_{eff} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left(\frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \times \left(\frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \right] \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_t > 90 \text{ mm R90} \Rightarrow h_{eff} \geq 100 \text{ mm}$$

Hi-bond 55.750 ; $h_p=55\text{mm}$

$$h_c = 95\text{mm} ; \frac{h_p}{h_c} = \frac{55}{95} = 0.58 \leq 1.5 \Rightarrow h_{\text{eff}} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left(\frac{L_1+L_2}{L_1+L_3} \right) \Rightarrow$$

$$h_{\text{eff}} = 95 + 0.5 \times 95 \times (1) = 122.5\text{mm}$$

Donc : **$h_t = 150 \text{ mm.}$**

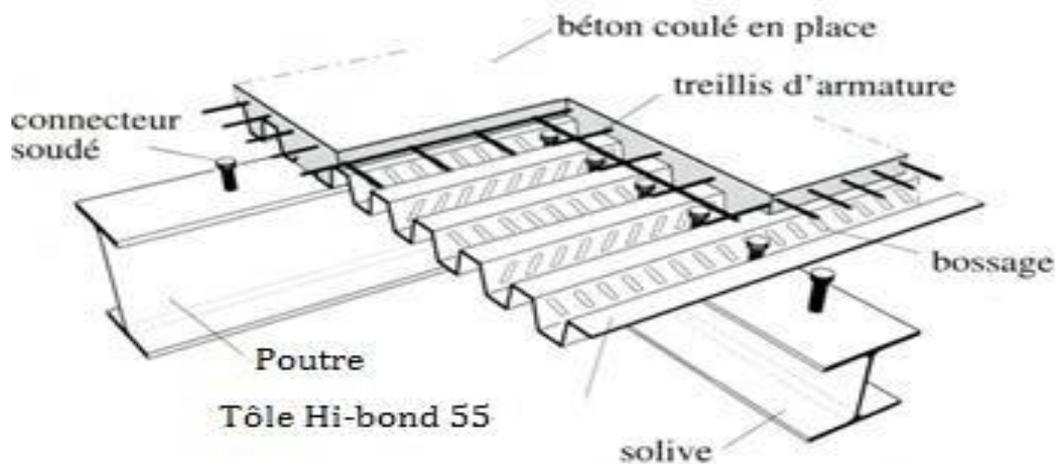


Fig I.5 : Conception d'un plancher collaborant.

b. Bac d'acier :

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variante dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. les épaisseurs de tôle varient de 0.75 mm à 1.2 mm, Les portées de plancher lui-même peuvent atteindre 18 m, avec une épaisseur de plancher de seulement 95 cm, faux plafond et dalle compris. Les bacs peuvent être posés et fixés :

- Sur poutre ;
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre. (Dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre les âmes des poutres).

Lors du coulage du béton, la rive du plancher est bordée par une costière en acier galvanisé, appelée « bande d'arrêt de coulage », de la hauteur du plancher collaborant pour contenir le béton au niveau fini du plancher à réaliser. Dans des locaux industriels ou tertiaires simples, la sous-face du bac acier simplement galvanisé ou prélaqué peut rester apparente.

Dans notre cas, nous avons opté pour le Hi-Bond 55 il permet :

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

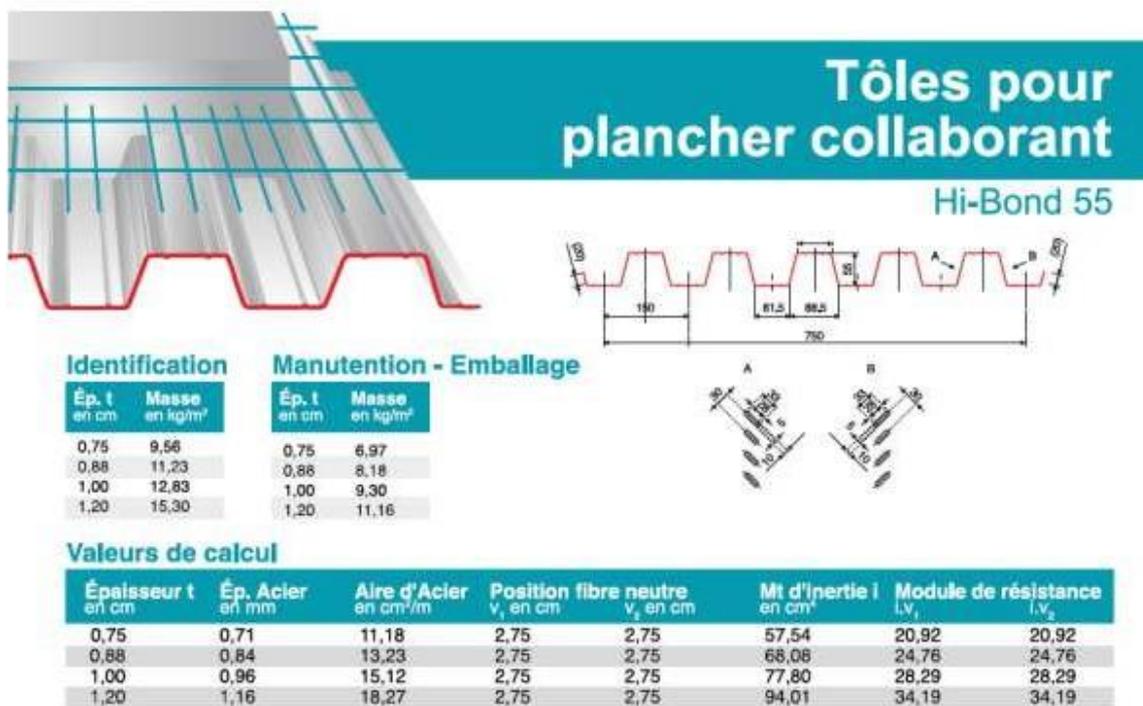


Fig 1.6 : caractéristiques du bac d'acier

c. Les connecteurs :

Cinq types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués...ect.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur h=95mm et de diamètre d=19mm, qui sont assemblés par soudage.

$$h_p + 2d < h_{sc} < h_p + 75\text{mm}$$

$$55 + 2 \times 19 < h_{sc} < 55 + 75\text{mm}$$

$$93 < h_{sc} < 130$$

On prend : **h=95mm**

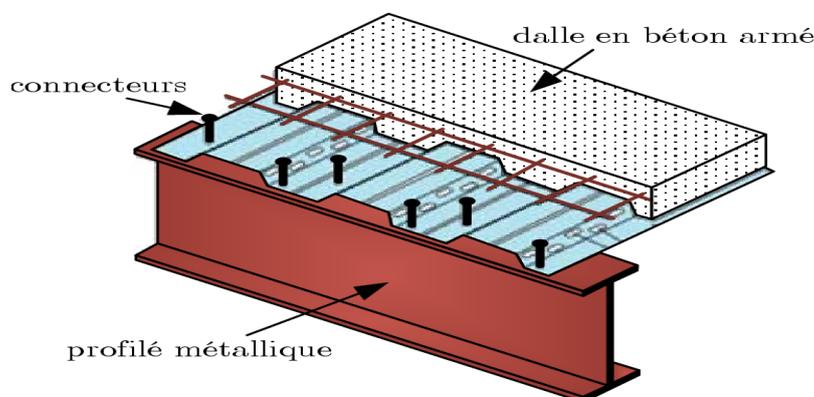


Fig I.7: Goujon soudée

d. Revêtement :

Pour les planchers courants, on a choisi le plancher surélevé, on l'appelle aussi plancher Technique.

Comme son nom l'indique 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 35mm en bois aggloméré, elles sont entièrement enrobées d'une tôle galvanisée de 0.5mm.

Le poids d'une seule dalle est de 8.5 kg, et a une capacité portante importante.

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

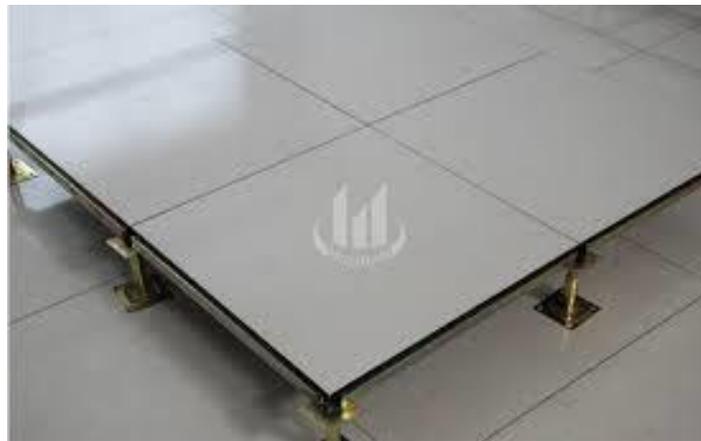


Fig I.8: Plancher technique 60x60 cm

e. Etanchéité :

Nous avons un plancher qui est inaccessible, qui se résume par une charge d'exploitation réduite. Donc on peut dire que se plancher est soumis à son poids propre plus la charge du système d'étanchéité.

Il est connu que le système d'étanchéité classique avec protection lourde en gravillon exerce une charge considérable sur le plancher. Pour cela on a essayé de trouver une solution plus légère et efficace, et c'est là qu'on a sollicité le service commercial des produits SIKA qui nous a proposé **SIKAFILL** ; une étanchéité pour terrasse inaccessible qui ne nécessite pas forcément de protection lourde, et qui se résulte par une diminution de la charge permanente.

f. Escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

Ils sont constitués de volées et d'un palier intermédiaire.

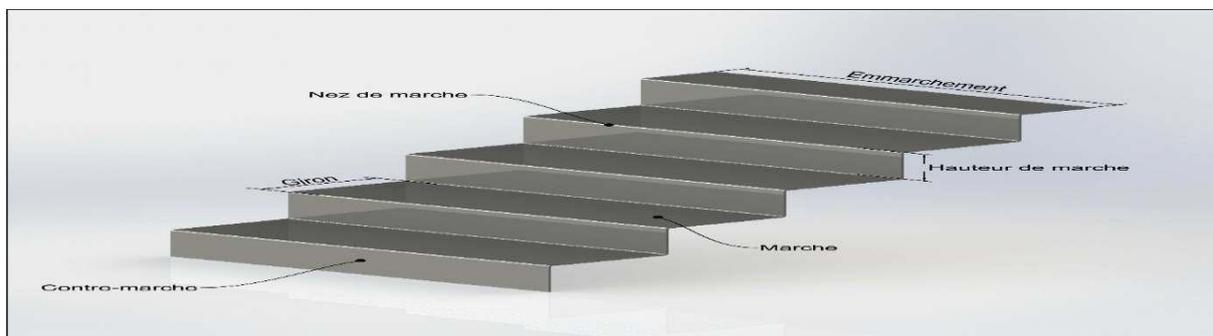
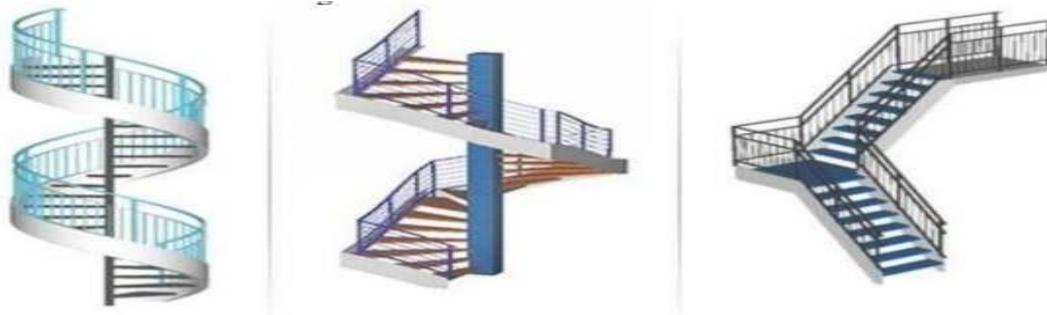


Fig I.9: Escalier en charpente métallique.

g. Les garde-corps métallique :

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'un garde-corps :

- La main courante.
- Les montants, qui peuvent être constitués :
 - D'un plat épais soudé sur platine.
 - De deux plats moisés.
 - De tubes ronds ou carrés.
- L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'une tôle d'acier
 - Perforée o pleine ou de métal déployé.
- Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carrés ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox.

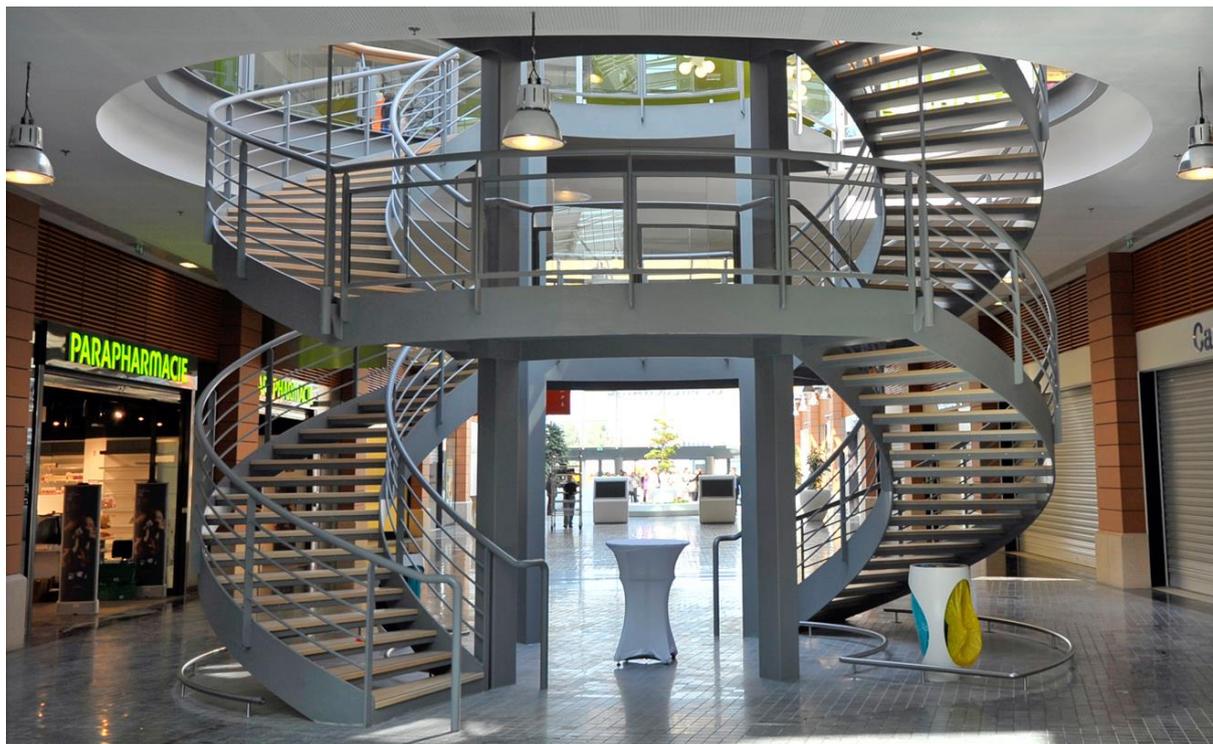


Fig I.10: garde-corps métallique.

h. Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur autoportante du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

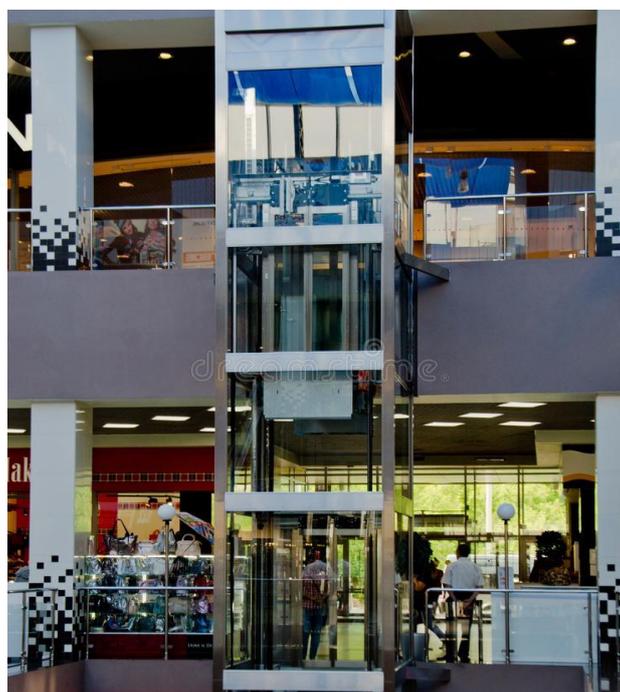


Fig I.11 : Ascenseur.

i. Enveloppe extérieure :

L'enveloppe extérieure sera en mur-rideau, appelé aussi « façade rideau », qui est un mur de façade léger qui contribue à la fermeture du bâtiment mais ne participe pas à sa stabilité.

Ces murs rideaux seront étanches à l'air et résistants aux intempéries. Ils se composent de parois en verres et une structure en aluminium connectée à la structure.

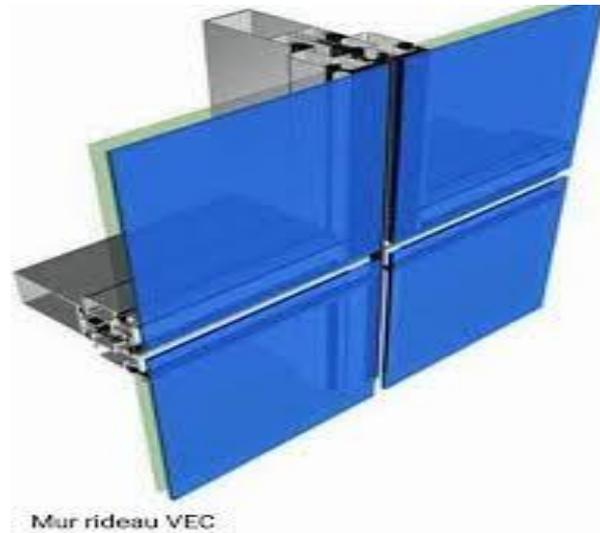


Fig I.12 : Mur rideau

I.3. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- Euro code 3, 1 et 4
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent
- BAEL : Béton armé aux états limites
- DTR C2.2 : Charges et surcharges.
- CCM97 : calcul des structures en acier.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.4.1. Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont : Limite élastique f_e (MPa) en fonction de l'épaisseur normale

Tab I.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés(CCM97).

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	355	490

Caractéristiques mécaniques de l'acier :**Tab I.2 :** Caractéristiques mécaniques (CCM97).

	Nuance	Fy [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

La nuance de l'acier destiné à la charpente métallique du bâtiment est de S275 (correspondance des normes acier de construction métallique selon CCM97) qui est le plus répandu dans ce domaine, sa limite d'élasticité est :

$$f_e = 275 \text{ Mpa}$$

On utilise :

- Un profilé IPE pour les solives.
- Un profilé IPE/HEA pour les poutres.
- Un profilé HEA pour les poteaux.
- Un profilé UPN pour le contreventement.

a) Caractéristiques mécaniques des aciers de construction :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2} \times (1 + \nu) = 81000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation linéaire de l'acier : $\lambda = 12 \times 10^{-6/^\circ\text{C}}$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

b) Acier utilisé pour les éléments en béton armé :

- Barres à haute adhérence (H.A) de nuance feE500 pour les armatures longitudinales.
- Rond lisse de nuance feE235 pour les armatures transversales (cadres, étriers, épingles). (Notation feE 400 et feE 235 suivant le règlement BAEL 91)
- Treillis soudés (TS) de nuance TLE520 ($\phi \leq 6\text{mm}$).

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

A ELU : suivant BAEL91

$$\sigma_s = F / \gamma_s$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier : désigne la limite d'élasticité garantie des barres.

γ_s : Coefficient de sécurité avec

$\gamma_s = 1.15$ Combinaison fondamentale

$\gamma_s = 1$ Combinaison accidentelle

Pour :

Les armatures (H.A) feE500 :

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ Combinaison fondamentale

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ Combinaison accidentelle

Les armatures (H.A) feE235

$\sigma_s = 204 \text{ MPa}$ Combinaison fondamentale

$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$ Combinaison accidentelle

- A l'ELS : suivant BAEL91

- Fissuration non préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right) ; \left(110 \times \sqrt{f_{c28} \times \eta} \right) \right]$

- Avec :

- $\eta = 1.6$ Pour les barres H.A (haute adhérence)

- $\eta = 1$ Pour les barres R.L (Ronds lisses)

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right) ; \left(90 \times \sqrt{f_{c28} \times \eta} \right) \right]$

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limite.

1.4.2. Béton :

On sait que le béton est un matériau obtenu en mélangeant dans des proportions bien définies : du ciment qui sert de liant, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sables et graviers ainsi que de l'eau de gâchage par quantité bien définie. La composition d'un mètre cube de béton sera définie d'après les essais de convenance.

A/ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28}) pour un béton courant dosé à 350 kg/n³ sera de 25 MPa.

B/ Résistance à la traction : [ART/A – 2.12. BAEL 91] :

La résistance caractéristique du béton à la traction après 28 jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

C/ Module de déformation :**1-Module d'élasticité longitudinale :**

A cause du phénomène du fluage et de retrait, nous distinguons deux modules d'élasticité linéaire pour le béton.

2-Module d'élasticité instantané « E_{ij} » : [ART/ A–2.1.21 BAEL 91]

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

$$\text{à : } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa} \rightarrow \text{instantané}$$

3-Module d'élasticité différé « E_{yj} » : [ART–2.1.22 BAEL 91] :

Pour un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation instantané E_{yj} du béton à « j » jour est pris égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa} \rightarrow \text{instantané}$$

4-Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\gamma)}$$

E : Module de Young.

γ : Coefficient de poisson.

D-Coefficient de Poisson :

Selon l'article « A.2.1, 3 /BAEL91 », le coefficient de Poisson est pris égal à :

$\gamma = 0$ Pour le calcul des sollicitations (béton supposée non fissurée).

$\gamma = 0.2$ Pour le calcul des déformations (béton supposé fissuré).

E-Contrainte admissible de compression du béton σ_{bc} : [Art. A.2.1.12 BAEL91]**-A l'ELU :**

La Contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ (combinaison fondamentale), situation normale : $\sigma_{bc} = 14.20$ Mpa.

$\gamma_b = 1.15$ (combinaison accidentelle), situation accidentelle $\sigma_{bc} = 18.47$ Mpa.

0.85 : coefficient réducteur qui tient compte des risques d'interaction béton sur l'acier.

$\theta = 1$: la durée d'application de la charge inférieure à 24 heures. σ_{bc} (MPa)

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

-l'ELS :

La contrainte de compression est limitée : [ART /A – 4. 5. 2BAEL 91]

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

F-Contrainte limite ultime de cisaillement :

Pour une contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant.

b_0 : Largeur de la pièce.

d : hauteur de la pièce

-Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

-Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Chapitre II
Pré dimensionnement
des éléments
résistants

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations.

Le pré dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4.**

II.2. Les planchers

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges Verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les Transmettre aux poteaux.

II.2.1. Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a. Phase de construction

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

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

b. Phase finale

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

- Poids propre du profilé,
- Poids propre du béton (sec),
- Surcharge d'exploitation,
- Finition.

c. Largeur de la dalle collaborant (Largeur effective)

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

$$b_{\text{eff}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2 \times l_0 / 8 \\ b \end{array} \right.$$

Avec :

- l_0 : longueur libre d'une poutre simplement appuie.
- b : entraxe entre les poutres

II.3. Estimation des charges des planchers

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Plancher terrasse accessible

Action permanentes

Tab II.1 : Charge permanente terrasse accessible.

Type	Charges permanents
Etanchéité SIKAFILL (e=5cm)	0.01 kN/m ²
Forme de pente (5cm)	1.11 kN/m ²
Plancher technique	0.48 kN/m ²
Isolation thermique (4cm)	$0.04 \times 4 = 0.16$ kN/m ²
Dalle en BA (e=15 cm)	3.05 kN/m ²
Climatisation	0.4 kN/m ²
Faux plafond	0.3 kN/m ²
Bac d'acier HI-BOND 55(1mm)	0.13 kN/m ²
Total	G= 5.59 kN/m²

Surcharges d'exploitation.....Q = 1.5 kN/m²

II.3.2. Plancher terrasse inaccessible Action permanentes

Tab II.2 : Charge permanente terrasse inaccessible.

Type	Charges permanents
Etanchéité SIKAFILL (e=5cm)	0.01 kN/m ²
Forme de pente (5cm)	1.11 kN/m ²
Isolation thermique (4cm)	$0.04 \times 4 = 0.16$ kN/m ²
Dalle en BA (e=15 cm)	3.05 kN/m ²
Climatisation	0.4 kN/m ²
Faux plafond	0.3 kN/m ²
Bac d'acier HI-BOND 55(1mm)	0.13 kN/m ²
Total	G= 5.11 kN/m²

Surcharges d'exploitation.....Q = 1 kN/m²

II.3.3. Plancher courant

Action permanentes

Tab II.3 : Charge permanente plancher courant.

Type	Charges permanents
Cloisonnements	1 kN/m ²
Plancher technique	0.48 kN/m ²
Dalle en BA (e=15 cm)	3.05 kN/m ²
Climatisation	0.4 kN/m ²
Faux plafond	0.3 kN/m ²
Bac d'acier HI-BOND 55(1mm)	0.13 kN/m ²
Total	G= 5.31 kN/m²

Surcharges d'exploitation Q = 4 kN/m²

II.4. Pré dimensionnement des solives

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

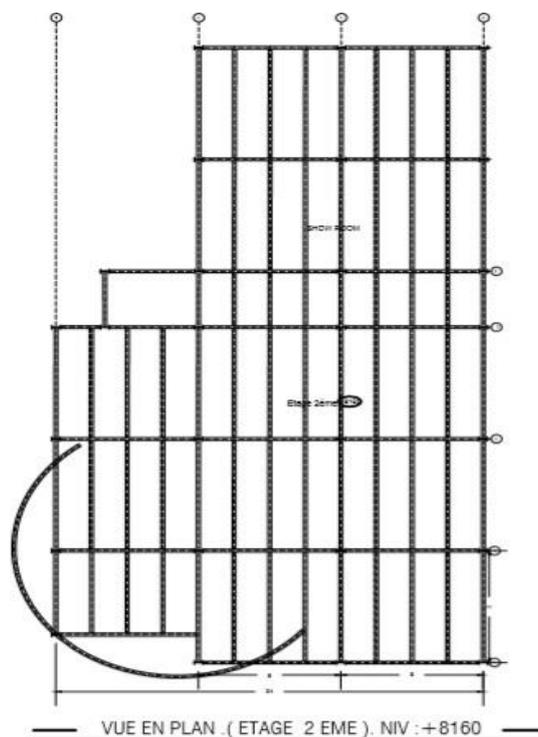


Fig II.1 : vue en plan plancher courant.

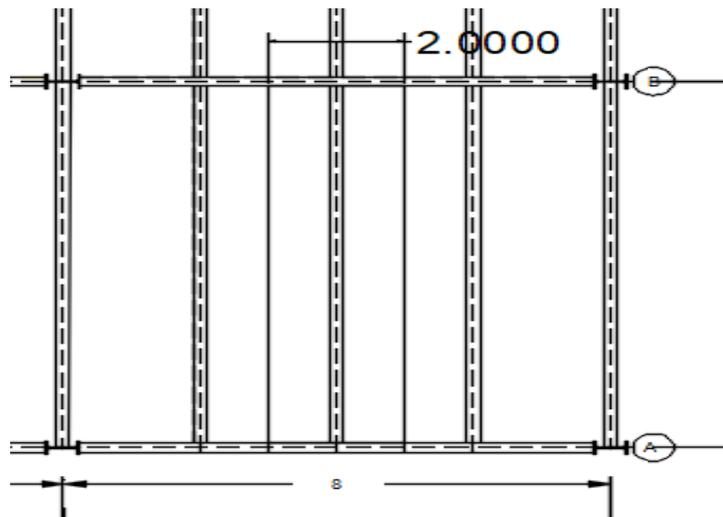


Fig II.2 : schéma des solives.

II.2.2. Calcul des solives de planchers courant (2^{ème} étage)

a. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé IPE200..... $g_p = 0.224 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du béton frais (dalle de 15cm) $G_b = 3.05 \text{ kN/m}^2$
- Poids du bac d’acier..... $g = 0,13\text{kN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

On possède par tâtonnement ; On prend un **IPE 200**.

Tab.II.4 : caractéristique du profilé IPE 200.

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiqu es					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z c m
IPE 200	22.4	28.5	200	100	8.5	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

• Combinaisons des charges

Langueur de portée : **L= 8 m**

L’entraxe entre les solives est de : **e= 2 m**.

ELU

$$q_u = [1,35 \times (G_b + g) + 1,5 \times Q] \times e + 1,35 G_p$$

$$q_u = [1,35 \times (3,05 + 0,13) + (1,5 \times 0,75)] \times 2 + (1,35 \times 0,224)$$

$$q_u = 11 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = [G_b + g + Q] \times e + G_p$$

$$q_{ser} = [3,05 + 0,13 + 0,75] \times 2 + 0,224$$

$$q_{ser} = 7,98 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification de résistance**

- **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classes 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{p1,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{max} = m_{sd} = \frac{q_u \times (L^2)}{8} = \frac{11 \times 8^2}{8} = 88 \text{ kN.m}$$

$$M_{p1,Rd} = \frac{w_{p1,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220,6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 60,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} > M_{p1,Rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition no vérifié}$$

$$M_{max} = m_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{11 \times 4^2}{8} = 22 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{p1,Rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{p1,Rd}} \times 100 = \frac{22}{60,67} \times 100 = 36,26\%$$

- **Effort tranchant**

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{p1,Rd} = \frac{f_{yAv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Ou :

$V_{p1,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section. A_v : aire de cisaillement.

A_v : aire de cisaillement

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \quad A_v = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1401.6 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 222.53 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{11 \times 4}{2} = 22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \times 100 = \frac{22}{222.53} \times 100 = 9.88\%$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{pl,Rd} \quad \Rightarrow \quad 22 < 111.27 \text{ kN}$$

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

• Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que : $f^{\max} \leq f^{\text{adm}}$

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = 7.98 \text{ kN/ml} \\ l = 4 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \\ I_y = 1943 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times 7.98 \times (4000^4)}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 6.51 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f^{\text{adm}} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$r = \frac{f^{\max}}{f^{\text{adm}}} \times 100 = \frac{6.51}{16} \times 100 = 40.74\%$$

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 propre du profilé IPE200..... $g_p = 0.224 \text{ kN/ml}$
- Charge permanente..... $G_c = 5.31 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 4 \text{ kN/m}^2$

▪ Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de $e=2\text{ m}$.

ELU :

$$q_u = 1.35 [g_p + (G_c \times e)] + 1.5(Q_c \times e)$$

$$q_u = 1.35 [0.224 + (5.31 \times 2)] + 1.5(4 \times 2) = \mathbf{26.64\text{ kN/m}}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_c \times e) + (Q_c \times e)$$

$$q_{ser} = 0.224 + (5.31 \times 2) + (4 \times 2) = \mathbf{18.84\text{ kN/m}}$$

• Largeur efficace de la dalle

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

$$B_{eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 8}{8} = 2\text{m} \\ b = 2\text{m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{B_{eff} = 2\text{m}}$$

▪ Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec : } f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 2000 \times 95 \right) \times 10^{-3} = 2691.67\text{kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0.95 \times 275 \times 2850) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 744.56\text{kN}$$

R béton > R acier

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

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

$$M_{pIrd} = 744.56 \times \left[\frac{200}{2} + 150 - \left\{ \frac{744.56}{2691.67} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 176.36\text{kn.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{28.66 \times (8)^2}{8} = 229.32\text{kn.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition non Vérifiée}}$$

Remarque : Le moment n'est pas vérifié on augmente le profil On prend un **IPE 240**

Tab.II.5 : caractéristique du profilé IPE 240

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 240	30.7	39.1	240	120	9.8	3692	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 3910) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{Acier} = 1021.49 \text{ kN}$$

$$M_{plrd} = 1021.49 \times \left[\frac{240}{2} + 150 - \left\{ \frac{1021.49}{2691.67} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-6} = 257 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{28.78 \times (8)^2}{8} = 230.21 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \Rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \times 100 = \frac{230.8}{334.37} \times 100 = 89.44\%$$

▪ Effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1914 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 303.69 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = \frac{28.78 \times 8}{2} = 115.11 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \times 100 = \frac{115.4}{351.52} \times 100 = 37.90\%$$

On a : $V_{sd}^{\max} = 115.40 \text{ kN} < 0,5 V_{PRD} = 151.85 \text{ kN} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

▪ Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue latéralement par le béton dur.

▪ Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifiée que : } f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_{\text{ser}} = 18.84 \text{ kN/ml.} \\ L = 8 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kn/mm}^2 \end{cases}$$

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3910}{2000 \times 95} = 0.02$$

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

$$I_c = \frac{3910 \times ((95 + 2 \times 55 + 240))^2}{4(1 + 15 \times 0.02)} + \frac{2000 \times 95^3}{12 \times 15} + 3692 \times 10^4 = 1.96 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times (8000)^4 \times 18.84}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.96 \times 10^8} = 24.41 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{\text{adm}} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}}^t < f_{\text{adm}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

$$r = \frac{f_{\text{max}}}{f_{\text{adm}}} \times 100 = \frac{24.41}{32} \times 100 = 76.29\%$$

▪ Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon : $D = 19 \text{ mm}$

$$h_p + 2d < h_{sc} < h_p + 75 \text{ mm}$$

$$55 + 2 \times 19 < h_{sc} < 55 + 75 \text{ mm}$$

$$93 < h_{sc} < 130$$

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

$$P_{\text{rd}} = k_t \times \text{Inf} \begin{cases} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{cases}$$

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton 25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton 30500 MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{hsc}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{hsc}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{hsc}{d} > 4 \end{cases}$$

$$\alpha = 1$$

K_T est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_t = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{hp} \times \left(\frac{hsc}{hp} - 1 \right) & \text{"Nervures parallèles à la poutre"} \\ \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{hp} \times \left(\frac{hsc}{hp} - 1 \right) & \text{"Nervures perpendiculaires à la poutre"} \end{cases}$$

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 , $Nr = 1$

$hp = 55$ mm; $hsc = 95$ mm; $d = 19$ mm; $b_0 = 88.5$ mm

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

$$K_T = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.82$$

$$P_{rd} = 0.81 \times \text{Inf} \begin{cases} 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73133.28\text{N} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81656.27\text{N} \end{cases}$$

$P_{rd} = 59.9\text{kN}$

$RL = \text{Inf} (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (2691.67; 1021.49) = 1021.49\text{kN}$

$$\text{Nbr} = \frac{RI}{P_{rd}} = \frac{1021.49}{59.9} = 18.2$$

Soit $N = 18$ goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 36 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

$$e_{\max} = 6 \times hsc = 570\text{mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Esp} = \frac{8000}{36 - 1} = 228.57\text{mm}$$

Donc on prend 36 connecteurs, avec un espacement de 200 mm.

II.4.2. Calcul des solives des autres planchers

De la même méthode de calcul les résultats pour les autres types de plancher sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II.6 : solive des autres planchers.

Terrasse inaccessible		
Msd = 153.89 kN.m	Mpl,rd = 257.39 kN.m	Ratio : 59.79 %
Vsd = 76.95 kN	Vpl,rd = 303.69 kN	Ratio : 25.33%
$f_{\max} = 18.14$ mm	$f_{\text{adm}} = 32$ mm	Ratio : 56.69%
Terrasse accessible		
Msd = 176.26 kN.m	Mpl,rd = 257.39 kN.m	Ratio : 68.48 %
Vsd = 88.13 kN	Vpl,rd = 303.69 kN	Ratio : 29.02 %
$f_{\max} = 20.68$ mm	$f_{\text{adm}} = 32$ mm	Ratio : 64.63 %

Donc on gardera les mêmes solives **IPE240** pour tous les planchers

Remarque :

Les poutres secondaires ce calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives.

II.5. Pré dimensionnement des poutres principales

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

Les poutres aussi seront calculées comme des poutres mixtes et suivront les mêmes étapes de calcul que les solives. La poutre la plus sollicitée à une portée **L= 8 m**, elle reprend 4 charges concentrées qui représentent les solives et une charge uniformément répartie due à son poids et le poids du béton.

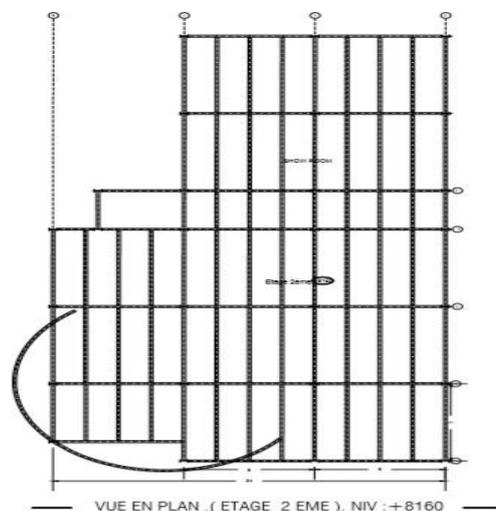


Fig II.3 : vue en plan plancher courant

II.5.1 Calcul de la poutre principale du plancher courant

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{8000}{25} \leq h \leq \frac{8000}{15} \Rightarrow 320 \leq h \leq 533.33 \text{ On Prend un IPE330}$$

Tab.II.7 : caractéristique du profilé IPE 330

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 330	49.1	6260	330	160	11.5	11770	788	804	154	13.7	3.55

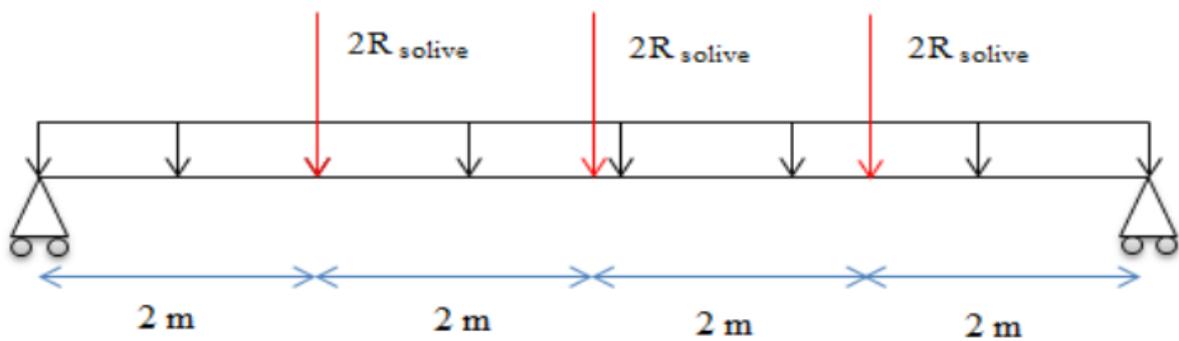


Fig II.4 : Schéma statique de poutre principale

a. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé.....g_p = 0.491kN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b = 3.05 kN/m²
- Poids du bac d'acier.....g = 0,13 kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0,75 kN/m²

▪ Calcul des réactions des solives

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

Avec : L_s = 8m

$$R = \frac{q \times L_s}{2}$$

ELU :

$$R_{solvive} = 11.11 \times \frac{8}{2} = 44.44 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solvive} = 88.88 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_{solvive} = 8.06 \times \frac{8}{2} = 32.24 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solvive} = 64.48 \text{ kN}$$

• **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

ELU :

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c] \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [(3.05 + 0.13) \times 0.16] + 0.491 + 1,5 \times 0,75 \times 0.16$$

$$q_u = 1.52 \text{ kN/ml.}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_p$$

$$q_{ser} = 0,491 + (3.05 + 0,13 + 0,75) \times 0.16$$

$$q_{ser} = 1.12 \text{ kN/m}$$

• **Vérifications**

• **Moment fléchissant**

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{1.52 \times 8^2}{8} + \frac{88.88 \times 8}{2} = 367.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 221.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,Rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non Vérifié}$$

Remarque : Le moment n'est pas vérifié on augmente le profil

On prend un **IPE 500**

Tab.II.8 : caractéristique du profilé IPE 500

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90.7	11600	500	200	16	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

• **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

ELU :

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + G_{bac}) + 1,5 \times Q_c] \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,05 + 0,13) \times 0,17] + 1,5 \times 0,75 \times 0,17$$

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

ELS:

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_p$$

$$q_{ser} = 0,907 + (3,05 + 0,13 + 0,75) \times 0,17$$

$$q_{ser} = 1,58 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{2,15 \times 8^2}{8} + \frac{88,88 \times 8}{2} = 372,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{pIrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 603,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pIrd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{pIrd}} \times 100 = \frac{372,72}{603,35} \times 100 = 61,77\%$$

• **Effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{pIrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{3 \cdot R_u}{2} = \frac{2,15 \times 8}{2} + \frac{3 \times 88,88}{2} = 141,92 \text{ kN}$$

$$V_{pIrd} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 951,04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{pIrd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

$$= \frac{V_{sd}}{V_{pIrd}} \times 100 = \frac{141.92}{951.04} \times 100 = 14.92\%$$

$V_{sd} = 141.92 \text{ kN} < 0,5V_{pIrd} = 475.52 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

• La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.58 \times (8000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 0.832 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19}{384} \frac{R_s \times l^3}{E I_y} = \frac{19 \times 64.48 \times (8000)^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 16.22 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 17.05 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow r = \frac{f_{max}}{f_{adm}} \times 100 = \frac{17.05}{32} \times 100 = 53.28\%$$

• Le déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4. Néanmoins la poutre étant 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 propre du profilé (IPE 500) $g_p = 0.907 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente $G = 5.31 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ kN/m}^2$.

▪ Calcul des réactions des solives

ELU :

$$R_{solive} = 26.64 \times \frac{8}{2} = 106.56 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{\text{solive}} = 213.12 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_{\text{solive}} = 18.84 \times \frac{8}{2} = 75.36 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{\text{solive}} = 150.72 \text{ kN}$$

▪ **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times [(5.31 \times 0.17) + 0.907] + (1,5 \times 4 \times 0.17)$$

$$q_u = 3.46 \text{ kN/ml.}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = gp + (G \times bP) + (Q \times bP)$$

$$q_{\text{ser}} = 0,907 + (5.31 \times 0.17) + (4 \times 0.17)$$

$$q_{\text{ser}} = 2.49 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \begin{cases} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 8}{8} = 2\text{m} \\ e = 8\text{m} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = 2\text{m}$$

▪ **Vérifications de la résistance**

• **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 2000 \times 95 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2691.67 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 11600 \times 10^{-3} = 3030.50 \text{ kN}$$

R Béton < R Acier

$$R_w = 0.9 \times f_y \times A_w = 0.9 \times 275 \times 4773.62 \times 10^3 = 1181.47 \text{ kN}$$

R Béton > Rw

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 3030.50 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 2691.67 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) \times 10^{-3} = 1033.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{Ru \times L}{2} = \frac{3.46 \times (8)^2}{8} + \frac{213.12 \times 8}{2} = 880.16 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \Rightarrow$ **Condition Vérifié**

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \times 100 = \frac{880.16}{1033.52} \times 100 = 85.16\%$$

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pIrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} M_0}$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{3 \cdot Ru}{2} = \frac{3.46 \times 8}{2} + \frac{3 \times 213.12}{2} = 333.52 \text{ kN}$$

$$V_{pIrd} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 951.04 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{pIrd} \Rightarrow$ **Condition Vérifié**

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{pIrd}} \times 100 = \frac{333.52}{951.04} \times 100 = 35.06\%$$

$$V_{sd} = 333.52 \text{ kN} < 0,5V_{pIrd} = 475.52 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **La rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11600}{2000 \times 95} = 0.06$$

$$I_c = \frac{11600 \times (95 + 2 \times 55 + 500)^2}{4(1 + 15 \times 0.06)} + \frac{2000 \times 95^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 2.62 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 2.49 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2.62 \times 10^8} = 2.41 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19}{384} \times \frac{R_s \times L^3}{E I_c} = \frac{19}{384} \times \frac{150.72 \times 10^3 \times 8000^3}{2.1 \times 10^5 \times 2.62 \times 10^8} = 6.93 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 9.34 < 32 \text{ mm}$$

$$f_{\max \text{ total}} = 20.13 + 9.34 = 29.47 \text{ mm} < 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$r = \frac{f_{\max}}{f_{adm}} \times 100 = \frac{29.47}{32} \times 100 = 92.09\%$$

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

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = K_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times v_v} \end{array} \right.$$

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

E_c : Module de Young de béton 30500 MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²

$$\gamma_v = 1.25$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases}$$

K_T est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_T = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{"Nervures parallèles a la poutre"} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{"Nervures perpendiculaires a la poutre"} \end{cases}$$

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

N_r : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 , $N_r = 1$

$$h_p = 55 \text{ mm}; h_{sc} = 95 \text{ mm}; d = 19 \text{ mm}; b_0 = 88.5 \text{ mm}$$

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

$$K_t = \leq 10.6 \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.7$$

$$P_{rd} = 0.7 \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73133.28\text{N} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81656.27\text{N} \end{array} \right.$$

$$Prd = 51.19\text{kN}$$

$$RL = \text{Inf} (R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (2691.67; 3030.5) = 2691.67\text{kN}$$

$$\text{Nbr} = \frac{RL}{Prd} = \frac{2691.67}{51.91} = 41.5$$

Soit N = 41 goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 82 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

$$\left. \begin{array}{l} e_{\min} = 5 \times d = 95 \text{ mm} \\ e_{\max} = 6 \times h_{sc} = 570 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{esp} = \frac{8000}{82-1} = 98.7\text{mm}$$

Donc on prend 82 connecteurs, avec un espacement de 100 mm

II.5.2 Calcul de poutre principale des autres planchers

Tab.II.9 : poutre principale des autres planchers.

Terrasse inaccessible		
Msd = 945.81 kN.m	Mpl,rd = 1033.52 kN.m	Ratio : 91.15 %
Vsd = 357.79 kN	Vpl,rd = 951.04 kN	Ratio : 37.62 %
f max = 27.87 mm	f adm = 32 mm	Ratio : 87.10 %
Terrasse accessible		
Msd = 948.05 kN.m	Mpl,rd = 1033.52 kN.m	Ratio : 91.73%
Vsd = 358.91 kN	Vpl,rd = 951.04 kN	Ratio : 37.74 %
f max = 27.89 mm	f adm = 32 mm	Ratio : 87.15 %

Donc on gardera un profilé **IPE 500** pour tous les planchers

II.6. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA ou HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement) suivant l'**Eurocode 3** Partie1-1.

II.6.1. Principe de calcul

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

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

II.6.2. Etapes de pré dimensionnement

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

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

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

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

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

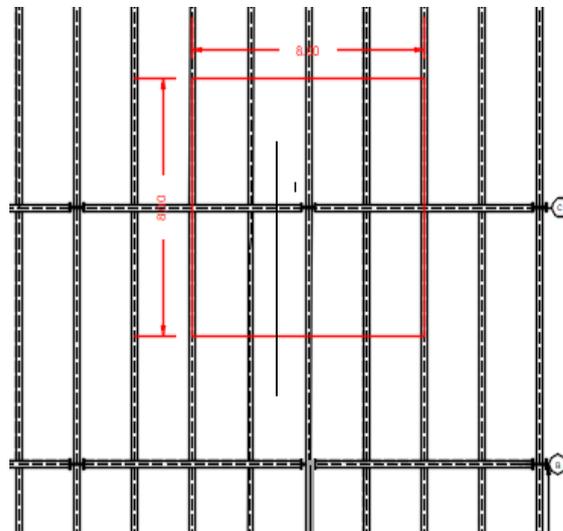


Fig II.5 : Poteau central

II.6.2. Pré dimensionnement de poteau central (le plus sollicité)

a. La descente des charges

$$S1(\text{Courant}) = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$$

$$S1(\text{Terrasse}) = (8 \times 8) = 64 \text{ m}^2$$

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + n(G_{solive} \times L3)$$

Avec :

$G_{(pl)}$: charge de plancher terrasse ou courant

S_1 : surface reprise par le poteau

G_{pp} : poids propre de la poutre principale

L_1 : longueur de la poutre principale

G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire

L_2 : longueur de la poutre Secondaire

G_{solive} : poids propre des solives

L_3 : longueur des solives

$G_{p, t} = 5.86 \text{ kN/m}^2$

$Q_{p, c} = 4 \text{ kN/m}^2$

$G_{p, c} = 6.06 \text{ kN/m}^2$

$G_{pp}(\text{IPE500}) = 0.907 \text{ kN/m}$

$Q_{p, t. incc} = 1 \text{ kN/m}^2$

$G_{ps}(\text{IPE240}) = 0.307 \text{ kN/m}$

$Q_{p, t acc} = 1.5 \text{ kN/m}^2$

$G_{solive}(\text{IPE240}) = 0.307 \text{ kN/m}$

Remarque: La loi de dégression des charges exploitations selon le **DTR B.C 2.2** comme suit :

Tab.II.10 : la loi de dégression **DTR B.C 2.2**

Niveau	Surcharges
Terrasse	$\Sigma_0=Q_0$
9 ^{eme} étage	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
8 ^{eme} étage	$\Sigma_2=Q_0+0.9(Q_1+Q_2)$
7 ^{eme} étage	$\Sigma_3=Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3)$
6 ^{eme} étage	$\Sigma_4=Q_0+0.7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
5 ^{eme} étage	$\Sigma_5=Q_0+0.6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
4 ^{eme} étage	$\Sigma_6=Q_0+0.5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
3 ^{eme} étage	$\Sigma_7=Q_0+0.5(Q_1+ \dots + Q_7)$
2 ^{eme} étage	$\Sigma_8=Q_0+0.5(Q_1+ \dots + Q_8)$
1 ^{eme} étage	$\Sigma_9=Q_0+0.5(Q_1+ \dots + Q_9)$
RDC	$\Sigma_{10}=Q_0+0.5(Q_1+ \dots + Q_{10})$

Tab.II.11 : la descente des charges (les poteaux centraux)

Niveau	G [kN]	Q [kN]	G(cumuler) [kN]	Q(cumuler) [kN]	Nu [kN]
Terrasse	387.152	64	387.152	64	618.66
9 ^{eme} étage	400	256	787.152	320	1542.66
8 ^{eme} étage	400	256	1187.152	524	2388.66

7 ^{ème} étage	400	256	1587.152	678.4	3160.26
6 ^{ème} étage	400	256	1987.152	780.8	3853.86
5 ^{ème} étage	400	256	2387.152	832	4470.66
4 ^{ème} étage	400	256	2787.152	832	5010.66
3 ^{ème} étage	400	256	3187.152	960	5742.66
2 ^{ème} étage	400	256	3587.152	1088	6474.66
1 ^{ème} étage	400	256	3987.152	1216	7206.66
RDC	400	256	43827.152	1344	7938.66

b. Pré dimensionnement des poteaux

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

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$\text{Section de classe 1 : } N_{crd} = N_{pIrd}$$

- **Poteau centrale :**

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = (1.35 \times 4387.152) + (1.5 \times 1344) = 7938.66 \text{ Kn}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7938.66 \times 10^3}{275 \times 10^2} = 288.68 \text{ cm}^2$$

On choisit profilé de **HEB700**  **A = 306.4 cm²**

Tab.II.12 : les sections et les profilés des poteaux centraux

Niveau	Nsd [kN]	A calculé (cm ²)	Profilé	A choisit (cm ²)
9 ^{ème} étage	1542.66	56.10	HEB600	270
8 ^{ème} étage	2388.66	86.86	HEB600	270
7 ^{ème} étage	3160.66	114.93	HEB600	270
6 ^{ème} étage	3853.86	140.14	HEB600	270
5 ^{ème} étage	4470.66	162.57	HEB650	286.3
4 ^{ème} étage	5010.66	182.21	HEB650	286.3

3^{ème} étage	5742.66	208.82	HEB650	286.3
2^{ème} étage	6474.66	235.44	HEB700	306.4
1^{ème} étage	7206.66	262.06	HEB700	306.4
RDC	7938.66	288.68	HEB700	306.4

c. Vérification des poteaux

• Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Il faut vérifier que :

• Méthode de calcul :

avec $X = \min \{X_y ; X_z\} \leq 1$

$$\left. \begin{array}{l} \beta_A = 1 \\ \beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \text{Classe 1,2 ou 3} \\ \text{Classe 4} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = \left[\frac{235}{275} \right]^{0,5} = 0.92 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 86.8 \\ l_f = L \times K \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = I_{f,y} / i_y \\ \lambda_z = I_{f,z} / i_z \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0,5} \\ \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0,5} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \lambda_y^{-2}] \\ \phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \lambda_z^{-2}] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \lambda_y^{-2}]^{0,5}} \\ X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \lambda_z^{-2}]^{0,5}} \end{cases}$$

• Poteau de RDC

$$\text{HEB700} : N = 7938.66 \text{ kN} ; A_{\text{calculé}} = 288.68 \text{ cm}^2 ; A_{\text{choisis}} = 306.4 \text{ cm}^2$$

$$l_{fz} = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86\text{m} ; l_{fy} = l_0 = 2.04\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{400}{28.96} = 13.81$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = 41.63$$

$$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow \text{Plan de flambement y-y}$$

Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.33 > 1,2 \quad \text{Courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$t_f = 32 < 100 \quad \text{Courbe de flambement c} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{41.63}{86.81} = 0.48$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0,34(0.48 - 0,2) + 0.48^2] = 0.66$$

$$X^z = \frac{1}{0.66 + (0.66^2 - 0.48^2)^{0,5}} = 0.898$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{13.81}{86.81} = 0.16$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0.16 - 0,2) + 0.16^2] = 0.503$$

$$X^y = \frac{1}{0.503 + (0.503^2 - 0.16^2)^{0,5}} = 1.02$$

$$X_{min} = 0.898$$

$$N_{brd} = 0.89 \times \frac{1 \times 275 \times 30640 \times 10^{-3}}{1} = 7566.55 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 7938.66 \text{ kN} > N_{brd} = 7566.55 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition non Vérifié}$$

Alors on change le profilé par **HEB800** ; **A= 334.2cm²**

$$N_{brd} = 8253.07 \text{ kN} \Rightarrow N_{sd} < N_{brd} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour la vérification des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab. II. 13 : Vérification au flambement de 9^{ème} étage jusqu'à RDC.

NIVEAU	6, 7, 8,9	3, 4,5	RDC, 1,2
Profilé	HEB600	HEB700	HEB800
α_z	0.34	0.34	0,34
λ_z	40.40	41.69	41.69
λ_z	0.465	0.48	0.48
φ_z	0.653	0.66	0.66
X_z	0.90	0.898	0.898
N_{sd}	3853.86	5742.66	7938.66
N_{brd}	6682.5	7566.55	8253.07
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Résumé :

Le choix final des profilées est cité dans le tableau ci-dessous

Tab. II. 14 : choix final des profilés

Niveau	Poteau centrale
6, 7, 8, 9	HEB600
3, 4, 5	HEB700
RDC, 1, 2	HEB800

Chapitre III

Etude Climatique

III.1. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV2013).

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

III.2. Effet de la neige

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

Notre projet se trouve à une altitude de 146 m.

- **Charge de neige sur le sol**

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

Notre construction est dans la zone **B**

L'altitude H est : 146 m.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{0.04 \times 146 + 15}{100}$$

$$S_k = 0.208 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge de la neige sur la toiture plate**

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

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

S_k : la charge de neige sur le sol.

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.8$$

$$S = 0.8 \times 0.208 \Rightarrow S = 0.162 \text{ kN/m}^2$$

III.3. Effet du vent

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

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

Les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant le RNV02013.

▪ Données relatives au site

- Catégorie du terrain **IV**
- Coefficient de topographie $C_T(z)$: Site plat : $C_T = 1$
- Zone du vent **I**
- $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$
- Facteur de terrain : $K_T = 0,234$
- $Z_0 = 1 \text{ m}$
- $Z_{\text{min}} = 10 \text{ m}$

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

▪ Les directions sont comme suit

La direction **V1 et V3** du vent : perpendiculaire à la façade **AB**

La direction **V2 et V4** du vent : perpendiculaire à la façade **BC**

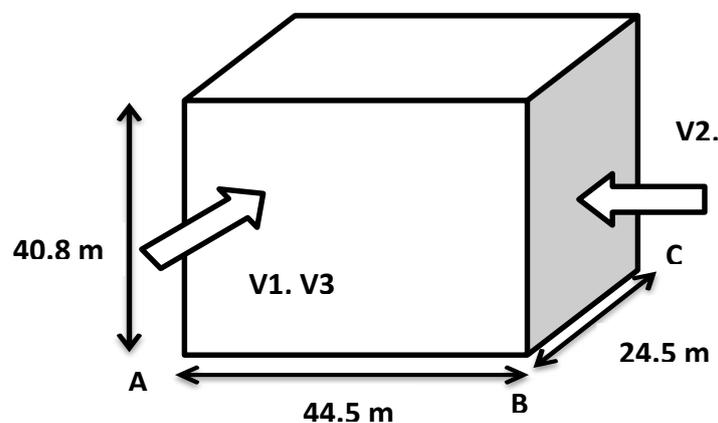


Fig III.1 : direction de vent sur la structure

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.

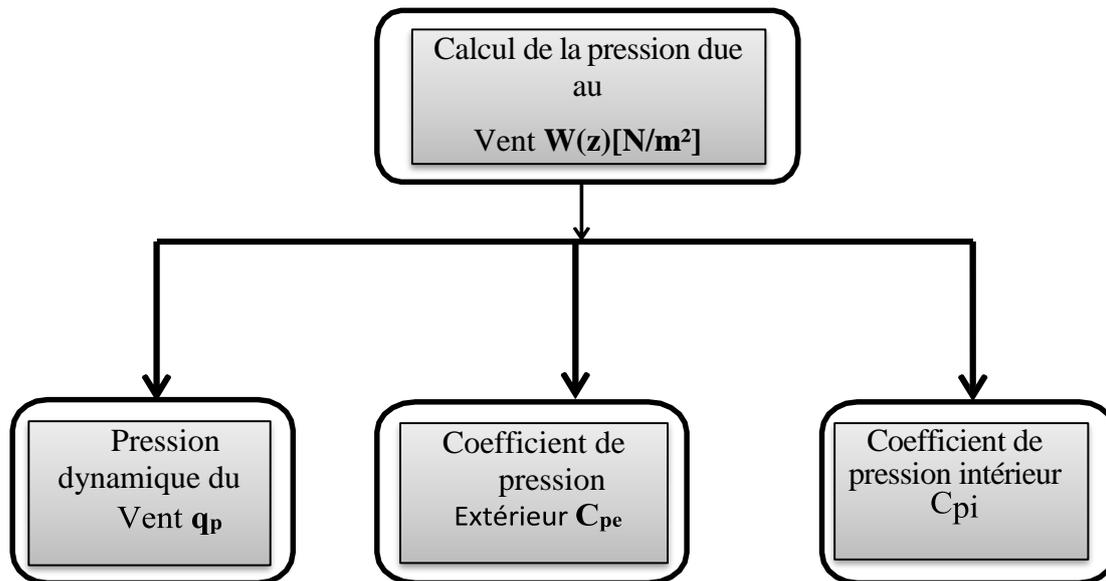


Fig III.2 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.

III.3.1. Etude de vent de direction V1 et V3

A. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée comme suit :

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

Avec :

$q_{\text{réf}}$: est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

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

$C_e(Z_e)$: est le coefficient d'exposition au vent.

- Hauteur de référence Z_e

$$h = 40,8 \text{ m}$$

$$b = 44,5 \text{ m}$$

$h \leq b \Rightarrow 40,8 < 44,5 \Rightarrow$ Donc; Z_e correspondant le 1^{er} cas.

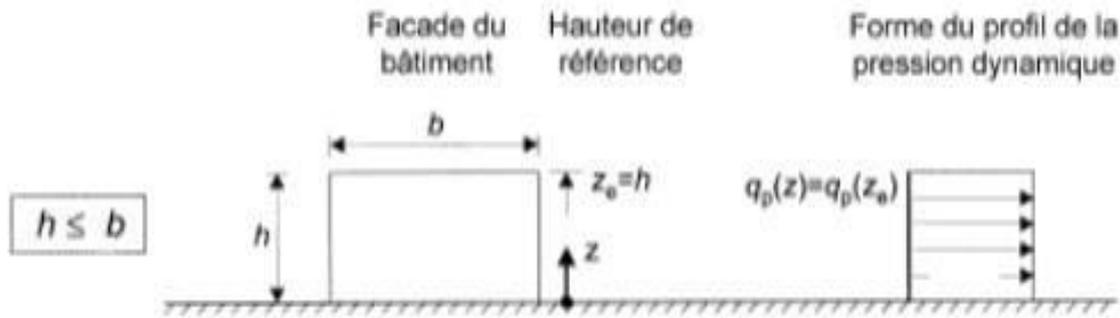


Fig III.3 : hauteur de référence Z_e

• Coefficient d'exposition $C_e(Z)$

Le coefficient d'exposition au vent C_e tient 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.

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

Avec :

- $C_t(z)$: le coefficient de topographie $\Rightarrow \Rightarrow$ Site plat $\Rightarrow \Rightarrow$ $C_t=1$
- K_T : facteur de terrain $\Rightarrow K_T = 0.234$
- $C_r(z)$: le coefficient de rugosité
- $I_v(z)$: intensité de turbulence
- $Z_{min} = 10$ m
- $Z_0 = 1$
- **Catégorie de terrain : IV** (RNV 2013)

Tab III.1 : catégorie de terrain

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ξ
(IV) Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	0.234	1	10	0.67

• Coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante :

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

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } z \leq Z_{min}$$

• Coefficient de turbulence I_v

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

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \Rightarrow Z \leq Z_{\min}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tab III.2 : les valeurs de q_p sur V_1 et V_3 .

	$Z_e(m)$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_{\text{réf}} (N/m^2)$	$q_p(N/m^2)$
Niveau	40.8	0.86 8	1	0.27	2.18	375	817.5

B. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$C_{pe} = C_{pe.1}$

si : $S \leq 1 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$

si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.10}$

si : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

B.1. Parois verticales :

$e = \min [b ; 2h]$

$b = 44.5 \text{ m}$

$d = 24.5 \text{ m}$

$h = 40.8 \text{ m}$



alors : $e = \min [44.5 ; 81.6]$

$e = 44.5 \text{ m}$

$d \leq e$ alors la paroi est divisée A' , B' qui sont données par la figure suivants :

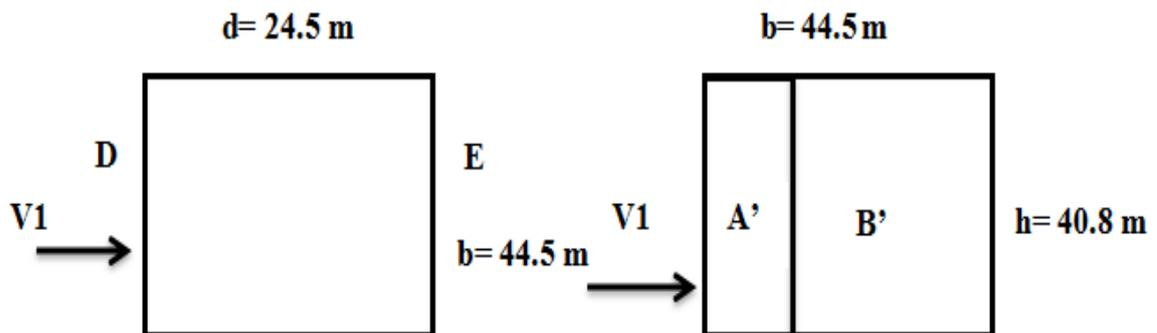


Fig III.4 : Légende pour les parois verticales

Tab III.3 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_1 .

Zone	A'	B'	D	E
Surface	360.45	1452.48	1815.6	1815.6
$C_{pe}=C_{pe.1}$ 0	-1	-0.8	+0.8	-0.3

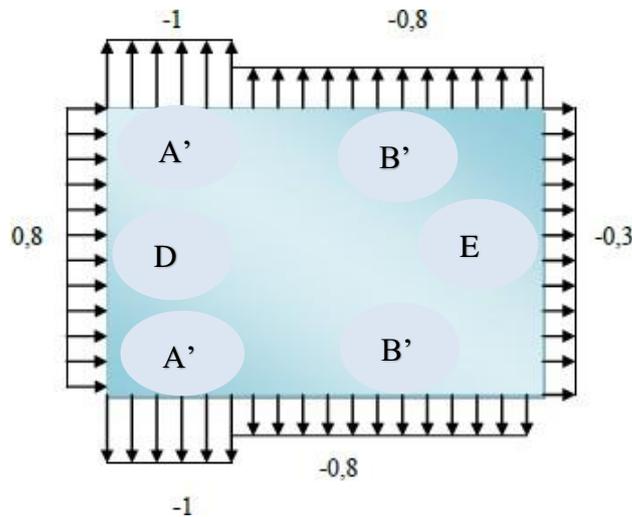


Fig III.5 : zone de pression pour les parois verticales.

B.2. Terrasse

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

$$e = \text{Min} [b; 2h] = \text{Min} [44.5; 81.6] \implies e = 44.5\text{m}$$

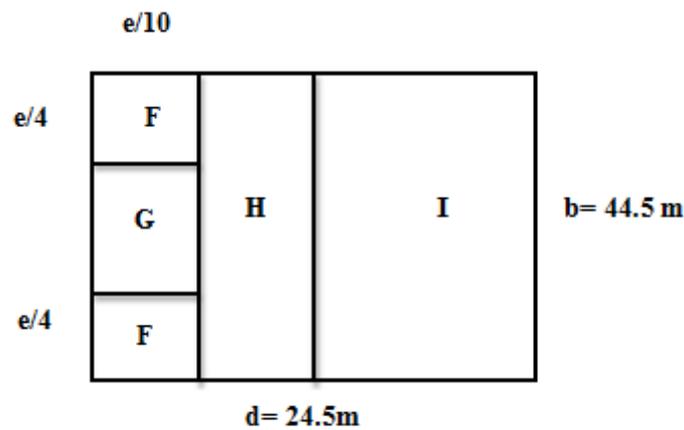


Fig III.6 : Légende pour les toitures plates.

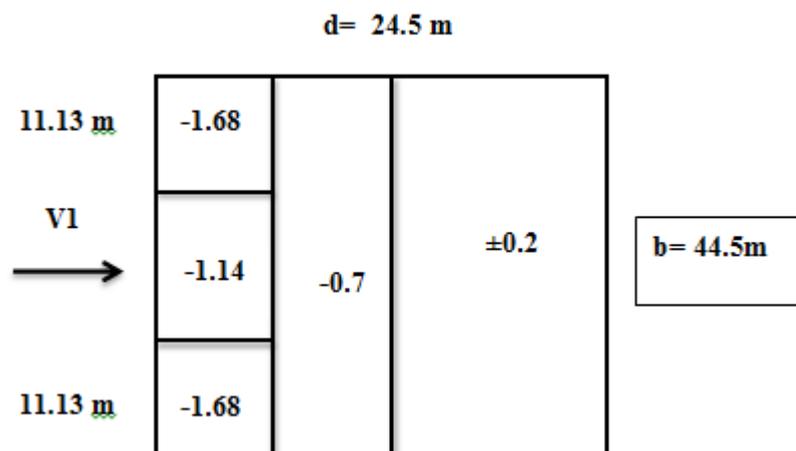
La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6\text{ m}$ nous avant une toiture plate $\alpha < 4^\circ$

On a : $h_p / h = 0.015$

Par interpolation linéaire :

Tab III.4 : C_{pe} sur la terrasse direction V_1 et V_3

Zone	$C_{pe} \cdot 10$
F	-1.68
G	-1.14
H	-0,7
I	$\pm 0,2$

**Fig III.7**: zone de pression pour la terrasse.

C. Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvrés en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi1} = 0.8 ; C_{pi2} = -0.5$$

D. Calcul de pression due au vent $W(z)$

$$W(z) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D.1. Paroi verticale

Tab : II.5 : W(z) sur la paroi verticale direction V₁ et V₃.

Zone	A'	B'	D	E
q _p [N/m ²]	817. 5			
C _{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C _{pi1}	0.8			
C _{pi2}	-0.5			
W ₁ (z) [N/m ²]	-1471.5	-1308	0	-899.25
W ₂ (z) [N/m ²]	-408.75	-245.25	1062.75	163.5

D.2. La terrasse :

Tab III.6 : W(z) sur la terrasse direction V₁ et V₃.

Zone	F	G	H	I
q _p [N/m ²]	817. 5			
C _{pe}	-1.68	-1.14	-0.7	±0.2
C _{pi1}	0.8			
C _{pi2}	-0.5			
W ₁ (z) [N/m ²]	-2027.4	-1585.95	-1226.25	-817.5
W ₂ (z) [N/m ²]	-964.65	-523.2	-163.5	245.25

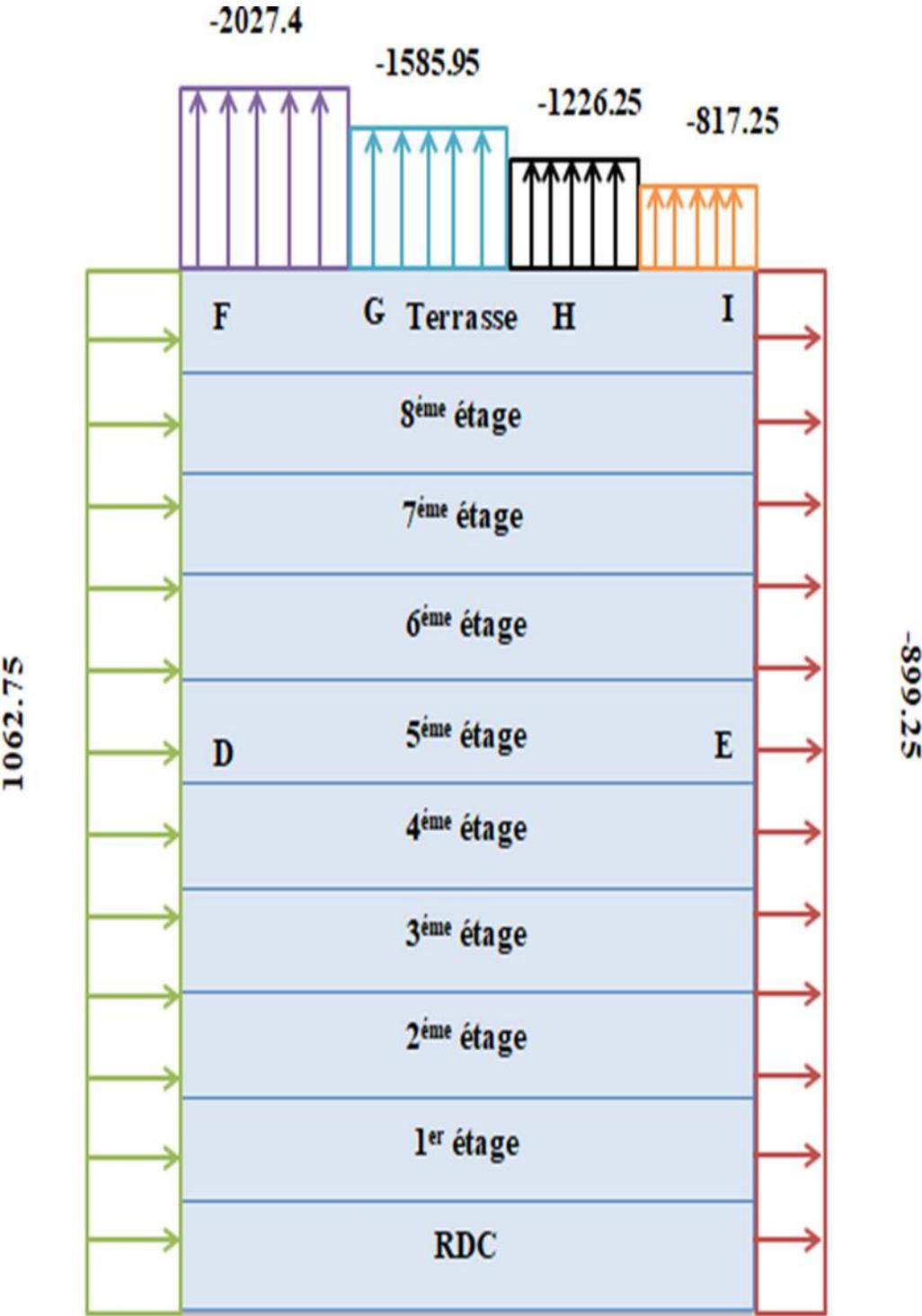


Fig III.8: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V1 et V3).

III.3.2. Etude de vent de direction V2 et V4

A. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p

• **Hauteur de référence Z_e**

$h = 40.8 \text{ m}$

$b = 24.5 \text{ m}$

$b < h \leq 2b \Rightarrow 24.5 < 40.8 < 49 \Rightarrow$ Donc ; Z_e correspondant à le 2^{ème} cas :

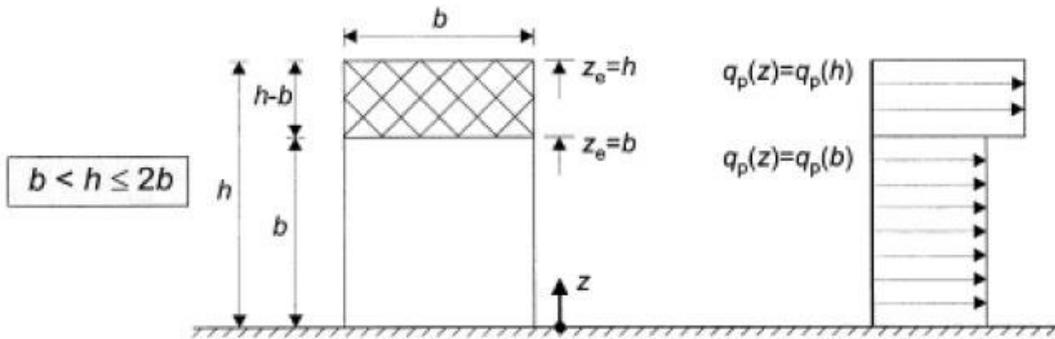


Fig III.9 : hauteur de référence Z_e

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tab III.7 : les valeurs de q_p sur V2 et V4.

	$Z_e(\text{m})$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_{\text{réf}}(\text{N/m}^2)$	$q_p(\text{N/m}^2)$
$Z_e(b)$	24.5	0.748	1	0.313	1.785	375	669.38
$Z_e(h)$	40.8	0.868	1	0.27	2.18		817.5

B. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$C_{pe} = C_{pe.1}$

si : $S \leq 1 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$

si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.10}$

si : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

B.1. Parois verticales

$e = \min [b ; 2h]$

$b = 24.5 \text{ m}$

$d = 44.5 \text{ m}$

$h = 40.8 \text{ m}$

alors : $e = \min[24,5; 81.6]$
 $e = 24.5 \text{ m}$

$d > e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

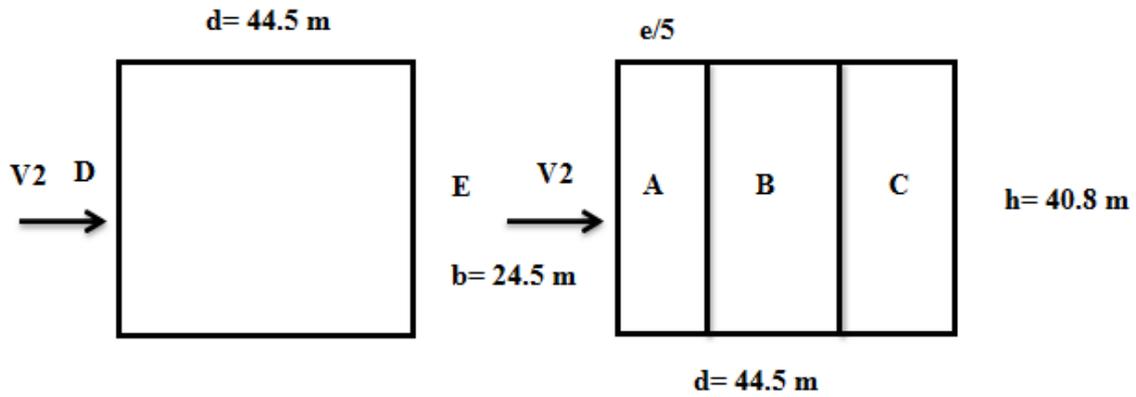


Fig III.10 : Légende pour les parois verticales.

Tab III.8 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_2 .

Zone	A	B	C	D	E
Surface	199.92	799.68	816	1090.2 5	1090.2 5
$C_{pe}=C_{pe.10}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

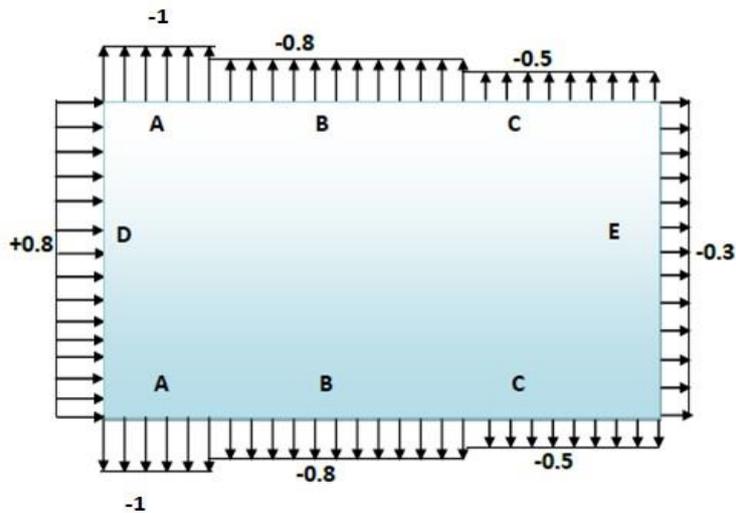


Fig III.11 : zone de pression pour les parois verticales.

B.2. Terrasse

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

$$e = \text{Min} [b; 2h] = \text{Min} [24.5; 81.6] \Rightarrow e = 24.5\text{m}$$

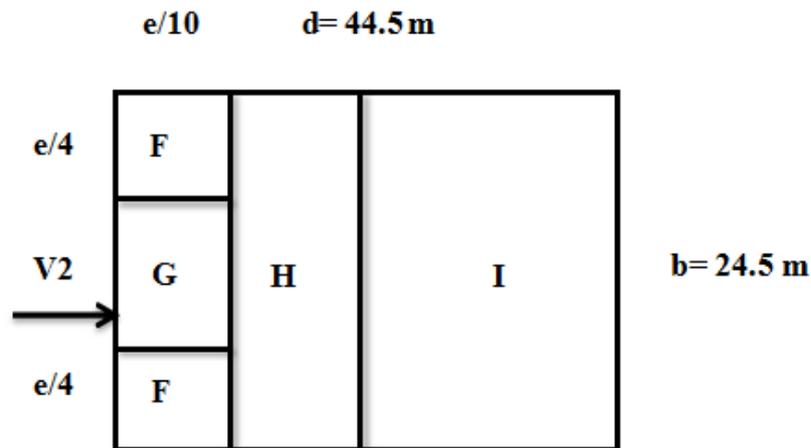


Fig III.12 : Légende pour les toitures plates.

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6\text{ m}$ nous avant une toiture plate $\alpha < 4^\circ$

On a : $h_p / h = 0.015$; Par interpolation linéaire :

Tab III.9 : C_{pe} sur la terrasse direction V_2 et V_4 .

Zone	$C_{pe,10}$
F	-1.68
G	-1.14
H	-0,7
I	$\pm 0,2$

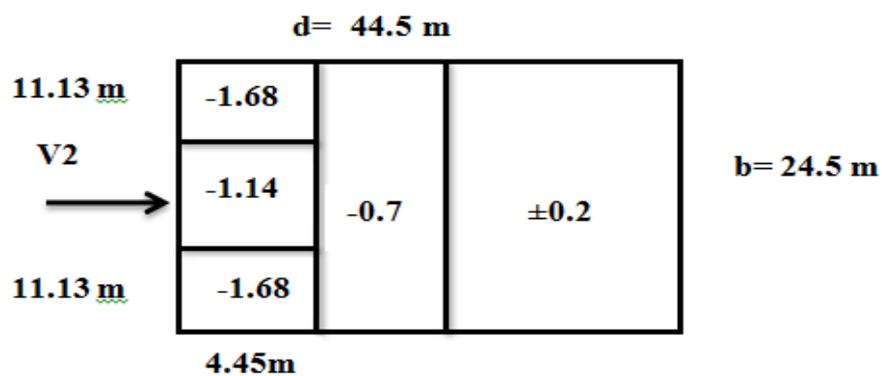


Fig III.13: zone de pression pour la terrasse.

C. Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvrés en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi1} = 0.8; \quad C_{pi2} = -0.5$$

D. Calcul de pression due au vent $W(z)$

$$W(z) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D.1. Paroi verticale**Tab : II.10 : $W(z)$ sur la paroi verticale direction V_2 et V_4 .**

Niveau \ Zone		A	B	C	D	E
$Z_e(b)$	q_p [N/m²]	669.38				
	C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
	C_{pi1}	0.8				
	C_{pi2}	-0.5				
	$W_1(z)$ [N/m²]	-1204.88	-1071	-870.19	0	-736.32
	$W_2(z)$ [N/m²]	-334.69	-200.81	0	870.19	133.88
$Z_e(h)$	q_p [N/m²]	817.5				
	C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
	C_{pi1}	0.8				
	C_{pi2}	-0.5				
	$W_1(z)$ [N/m²]	-1471.5	-1308	-1062.75	0	-899.25
	$W_2(z)$ [N/m²]	-408.75	-245.25	0	1062.75	163.5

D.2.La terrasse

Tab III.11 : W(z) sur la terrasse direction V₂ et V₄.

Niveau \ Zone		F	G	H	I
Z _e (b)	q _p [N/m ²]	669.38			
	C _{pe}	-1.68	-1.14	-0.7	±0.2
	C _{pi1}	0.8			
	C _{pi2}	-0.5			
	W ₁ (z) [N/m ²]	-1660.06	-1298.60	-1004.07	-669.38
	W ₂ (z) [N/m ²]	-825.27	-428.40	-133.88	200.81
Z _e (h)	q _p [N/m ²]	817.5			
	C _{pe}	-1.68	-1.14	-0.7	±0.2
	C _{pi1}	0.8			
	C _{pi2}	-0.5			
	W ₁ (z) [N/m ²]	-2027.4	-1585.95	-1226.25	-817.5
	W ₂ (z) [N/m ²]	-964.65	-523.2	-163.5	245.25

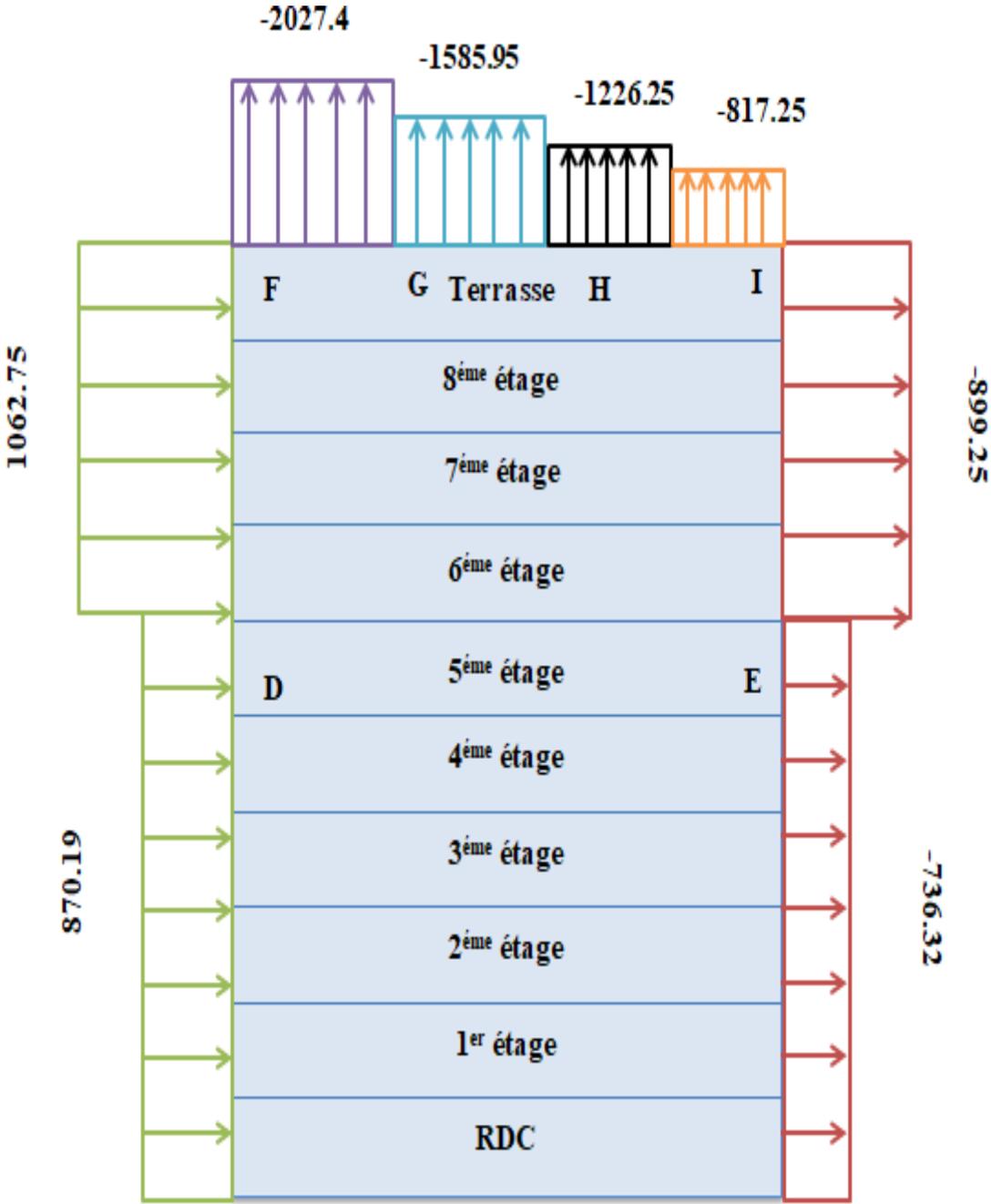


Fig III.14 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V2 et V4).

III.4. Effets du frottement

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due Aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4d).

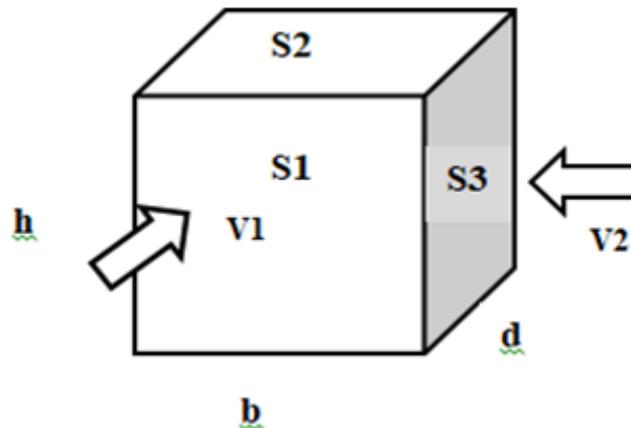


Fig III.15: représentation des surfaces aux vents.

Avec :

- **d** : dimension (en m) de la construction parallèle au vent, $d=24.5\text{m}$.
- **b** : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent, $b=44.5\text{m}$.
- **h** : hauteur (en m) de la construction, $h=40.8\text{m}$.
- **S1, S2** : surfaces perpendiculaires au vent1.
- **S3** : surfaces parallèles au vent1.

Si : $\sum \text{surfaces// au vent} \leq 4 \sum \text{surfa} \perp \text{ au vent} \Rightarrow$ la force de frottement est négligeable .

• Direction V1 et V3

$$S1 = b \times h = 44.5 \times 40.8 = 1815.6 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 44.5 \times 24.5 = 1090.25 \text{ m}^2$$

$$S3 = d \times h = 24.5 \times 40.8 = 999.6 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 2905.85\text{m}^2$$

$$4 \times S3 = 3998.4\text{m}^2$$

$S1 + S2 \leq 4 \times S3 \Rightarrow$ **Condition vérifiée** \Rightarrow Donc la force de frottement est négligeable.

• Direction V2 et V4

$$S1 = b \times h = 44.5 \times 40.8 = 1815.6 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 44.5 \times 24.5 = 1090.25 \text{ m}^2$$

$$S3 = d \times h = 24.5 \times 40.8 = 999.6 \text{ m}^2$$

$$S1 + S3 = 2815.2 \text{ m}^2$$

$$4 \times S2 = 4361 \text{ m}^2$$

$S1 + S2 \leq 4 \times S3 \Rightarrow$ **Condition vérifiée** \Rightarrow Donc la force de frottement est négligeable.

Conclusion :

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

Chapitre IV
Etude dynamique en
zone sismique

IV.1. Introduction

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

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

IV.2. Etude sismique

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

IV.2.1. Modélisation de rigidité

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

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

IV.2.2. 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 version 2003** avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment recevant du public temporairement.

• La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.1. La méthode statique équivalente

❖ Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure (**article 4.1.2 des RPA99/2003**).

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

IV.3.2. La méthode modale spectrale

❖ Principe

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

❖ Analyse spectrale

• 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{2/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• Représentation graphique du spectre de réponse

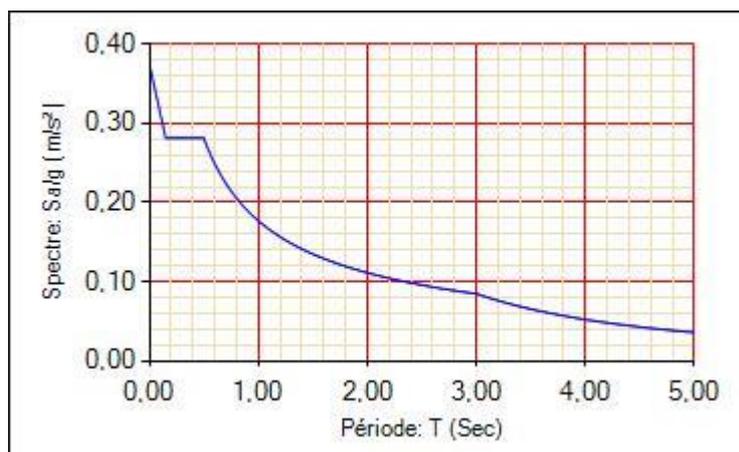


Fig IV.1 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

contreventement. T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- **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 :

$$r = \frac{0.8V}{v_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

▪ Groupe d'usage : 1B
 ▪ 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).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau**

4.7 des RPA99/version 2003.

▪ **Catégorie S3** → site meuble : $\begin{cases} T_1 = 0.15\text{sec} \\ T_2 = 0.50\text{sec} \end{cases}$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Avec $\zeta = 5\%$ (Portique en acier dense) $\Rightarrow \eta = 1$ (**Tableau 4.2 des RPA99/version 2003**).

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

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

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(C_t \times h_N^{3/4}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

▪ $C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

▪ h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 40.80\text{m}$$

▪ D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x = 24.5\text{m} \\ D_y = 44.5\text{m} \end{cases}$$

$$T = C_t \times h_n^{3/4} = 0.05(40.80)^{3/4} = 0.81; \text{ dans les deux directions:}$$

▪ **Suivant la direction (x - x) :** $T_x = 0.09 \times \frac{40.80}{\sqrt{24.5}} = 0.74\text{s}$

▪ **Suivant la direction (y - y) :** $T_y = 0.09 \times \frac{40.80}{\sqrt{44.5}} = 0.55\text{s}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0.81, 0.74) = 0.74\text{sec}$; 1,3 $T_x = 0.97 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0.81, 0.55) = 0.55\text{sec}$; 1,3 $T_Y = 0.715 \text{ sec}$

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

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

$$\text{Calcul de } D : \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 1.60 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1.96 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de

comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) des RPA 99 v2003**.

On a choisi un $R = 4$ (Mixte Portique / palée triangulées en V).

Q : facteur de qualité

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tab IV.1 : Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = 1.2$$

$$Q//yy = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = 1.2$$

- **Vérification des déplacements latéraux inter étages**

L'une des vérifications préconisées par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10 des RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}_{adm} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \Delta_{adm}$$

Avec :

$$\bar{\Delta}_{adm} = 1\%h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R \times r_x \times \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \times r_y \times \delta_{ek}^y$$

IV.4. Résultat de l'analyse dynamique

IV.4.1 Modèle initial

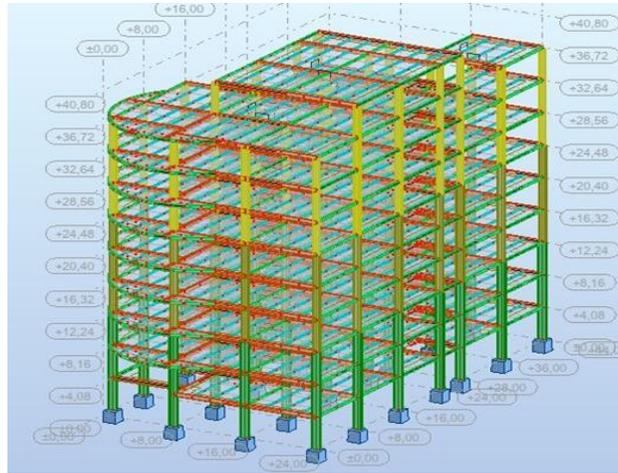


Fig IV.2 : Vue 3D du modèle initial.

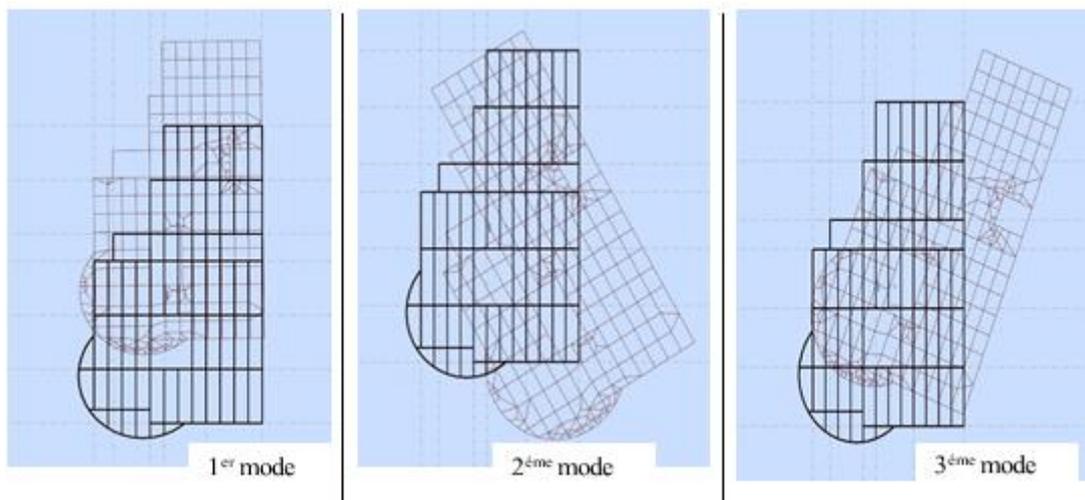


Fig IV.3 : Les trois premiers modes du modèle initial.

a. Caractéristique dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 5.79\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **15^{ème}** mode.

Tab IV.2 : Participation massique du modèle initial.

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	5,79	0	84,8	0	84,8
2	2,01	0	93,8	0	9,01
3	1,36	73,14	93,8	73,14	0
4	1,3	76,39	94,35	3,25	0,54
5	1,28	76,9	96,56	0,51	2,21
6	0,98	76,9	97,82	0	1,27
7	0,8	76,9	98,6	0	0,78
8	0,7	76,91	98,83	0,01	0,23
9	0,65	76,91	99,24	0	0,4
10	0,58	76,91	99,57	0	0,33
11	0,53	76,92	99,75	0	0,18
12	0,5	76,92	99,88	0	0,14
13	0,48	89,7	99,88	12,78	0
14	0,47	89,76	100	0,06	0,11
15	0,46	90,74	100	0,98	0

b. Résultantes des forces sismiques

$$w = 291978 \text{ kN} \begin{cases} V_x = \frac{0.3 \times 1.6 \times 1.2}{4} \times 291978 = 42044.83 \text{ kN} \\ V_y = \frac{0.3 \times 1.96 \times 1.2}{4} \times 291978 = 51504.92 \text{ kN} \end{cases}$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$F_1 = V_t^x = 42397 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 51729 \text{ kN}$$

$$r_x = \frac{0.8V_x}{V_t} = \frac{0.8 \times 42044.83}{42397} = 0.79 < 1$$

$$r_y = \frac{0.8V_y}{V_t} = \frac{0.8 \times 51504.92}{51729} = 0.80 < 1$$

c. Vérification des déplacements inter étages

$$\Delta_{adm} = 40.8\text{mm}$$

Tab IV.3 : Déplacement inter étage du modèle initial.

Etage	Hi [mm]	ΔX [mm]	Δ_y [mm]	$\Delta_{x \times R}$ [mm]	$\Delta_{y \times R}$ [mm]
9 ^{ème}	4080	9,70	61,1	38,8	244,4
8 ^{ème}	4080	9,60	54,2	38,4	216,8
7 ^{ème}	4080	11,80	51,3	47,2	205,2
6 ^{ème}	4080	11,20	44,96	44,8	179,6
5 ^{ème}	4080	10,40	38,1	41,6	152,4
4 ^{ème}	4080	11,40	31,7	45,6	126,8
3 ^{ème}	4080	9,80	24,1	39,2	96,4
2 ^{ème}	4080	8,20	17,5	32,8	70
1 ^{ère}	4080	7.30	14,3	29,2	57,2
RDC	4080	6.70	11.6	26.8	46.4

Conclusion

On remarque que les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure, et pour cela et puisque on travaille avec un système de contreventement mixte (Portique + palier triangulée), on commence par augmenter la rigidité du portique (augment des sections des poteaux et des poutres principales et secondaires.)

Alors on augmente les sections des poteaux jusqu'au HEB1000, HEB900, HEB800, et les sections des poutres principales jusqu'au IPE500, et les poutres secondaires IPE450, et pour les contreventements on choisit des tubes CARC 350×350×16.

IV.4.2. Modèle final

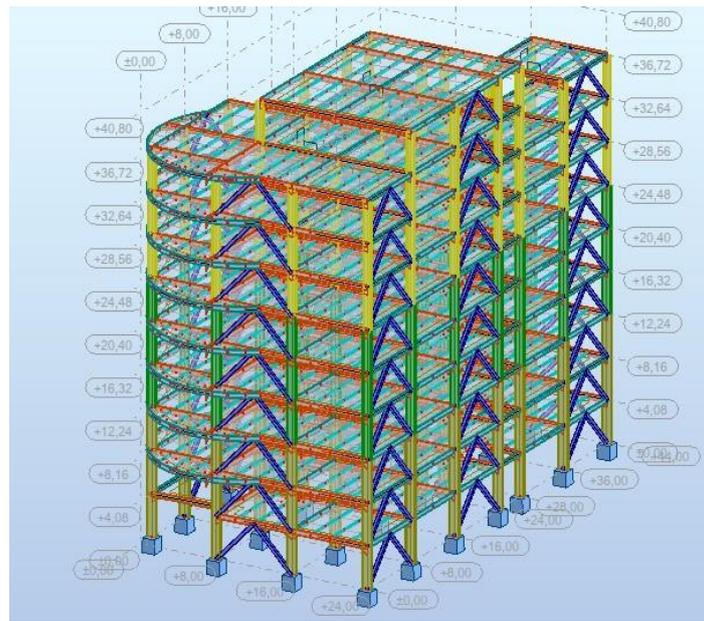


Fig IV.4 : Vue 3D du modèle final.

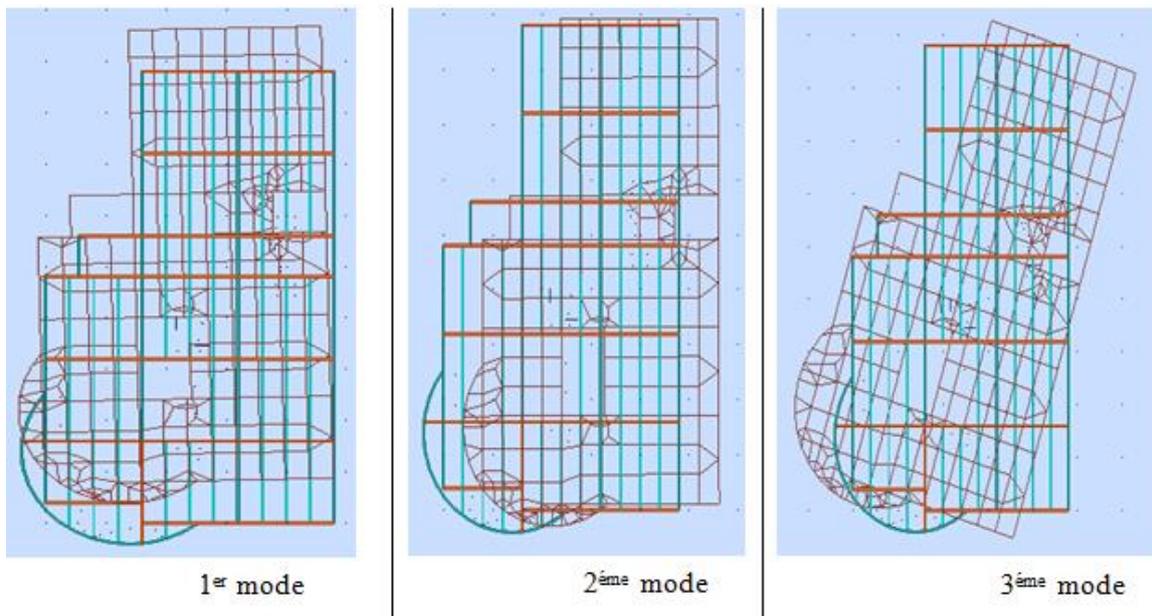


Fig IV.5: Les trois premiers modes du modèle final

a. Caractéristique dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,17$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **5^{ème}** mode.

Tab IV.4 : Participation massique du modèle final.

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	1,17	1,44	79,2	1,44	79,2
2	1,09	76,49	80,74	75,04	1,54
3	0,73	76,61	81,29	0,12	0,55
4	0,42	76,62	90,43	0,01	9,14
5	0,37	90,91	90,43	14,29	0
6	0,31	90,91	93,86	0	3,43
7	0,25	91,27	94,26	0,36	0,4
8	0,24	94,22	94,29	2,96	0,04
9	0,22	94,23	96,63	0,01	2,34
10	0,21	94,45	96,68	0,22	0,05
11	0,18	96,77	96,72	2,32	0,03
12	0,17	96,83	97,87	0,06	1,15
13	0,16	96,85	98,11	0,03	0,25
14	0,14	96,87	98,31	0,01	0,19
15	0,14	97,27	98,7	0,4	0,39

b. Résultantes des forces sismiques

$$w = 294130\text{kN} \begin{cases} V_x = \frac{0.3 \times 1.6 \times 1.2}{4} \times 294130 = 42354.72\text{kN} \\ V_y = \frac{0.3 \times 1.96 \times 1.2}{4} \times 294130 = 51884.53\text{kN} \end{cases}$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$F_1 = V_t^x = 42710\text{kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 52110\text{kN}$$

$$r_x = \frac{0.8V_x}{V_t} = \frac{0.8 \times 42354.72}{42710} = 0.79 < 1$$

$$r_y = \frac{0.8V_y}{V_t} = \frac{0.8 \times 51884.53}{52110} = 0.80 < 1$$

a. Vérification des déplacements inter étages

$$\Delta_{adm} = 40.8 \text{ mm}$$

Tab IV.5 : Déplacement inter étage du modèle final.

Etage	hi[mm]	Δx [mm]	Δy [mm]	$\Delta x \times R$ [mm]	$\Delta y \times R$ [mm]	Δ_{adm} [mm]	Obs (sensX)	Obs (sensY)
9 ^{ème}	4080	7,2	9,4	28,8	37,6	40.8	CV	CV
8 ^{ème}	4080	7,4	9,6	29,6	38,4	40.8	CV	CV
7 ^{ème}	4080	8,6	9,4	34,4	37,6	40.8	CV	CV
6 ^{ème}	4080	8,4	8,7	33,6	34,8	40.8	CV	CV
5 ^{ème}	4080	8	7,8	32	31,2	40.8	CV	CV
4 ^{ème}	4080	8,3	6,6	33,2	26,4	40.8	CV	CV
3 ^{ème}	4080	7,3	5,3	29,2	21,2	40.8	CV	CV
2 ^{ème}	4080	6,5	5,3	26	21,2	40.8	CV	CV
1 ^{ère}	4080	6,6	8,7	26,4	34,8	40.8	CV	CV
RDC	4080	5.9	8.3	23.6	33.2	40.8	CV	CV

d. Vérification des conditions du facteur de comportement R

Suivant l'article **3.4.10** des **RPA99/version 2003**, dans le cas des ossatures avec contreventement mixtes (portique + palées) la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- **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 $P_{Tot} = 298830.27 \text{ kN}$.

L'effort normal à la base repris par les contreventements $P_{CV} = 2152 \text{ kN}$.

$$\frac{P_{CV}}{P_{Tot}} = 0.7\% < 20\%.$$

Alors les contreventements reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

• **Justification des portiques sous charges horizontales**

Les cadres auto-stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

Tab IV.6 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

Étage	Total		Portique		Ratio	
	V _x	V _y	V _x	V _y	X	Y
RDC	42710	52110	41740.36	45249.56	98%	86%
1 ^{er}	40310,95	49833,67	39733.66	43024.59	98%	86%
2 ^{ème}	37117,44	45731,76	36554.21	39452.48	97%	86%
3 ^{ème}	33360,13	41904,8	32829.95	36314.1	97%	86%
4 ^{ème}	30068,4	37434,59	29618.3	32665.31	98%	87%
5 ^{ème}	27327,2	31380,6	26981.49	27557.05	98%	87%
6 ^{ème}	23092,3	26706,89	22842.49	23942.88	98%	89%
7 ^{ème}	18797,5	20328,41	18597.73	18659.11	98%	91%
8 ^{ème}	15013,84	16074,24	14856.81	15316.18	98%	95%
9 ^{ème}	10213,06	12380,32	10082.29	11740.29	98%	95%

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R = 4**) est justifié.

e. 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 :

$$\theta = \frac{P_{k\Delta k}}{V_{khk}} \leq 0,10 \text{ "Article 5.9 RPA99 version 2003"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

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

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k'

Etage	H_k [mm]	P_k [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	Δx^*R [mm]	Δy^*R [mm]	Θ_x	Θ_y	Observation x	Observation y
RDC	4080	298830,27	42710	52110	26.4	34.8	0,04	0,05	Vérifier	Vérifier
1 ^{er}	4080	268966,30	40310,95	49833,67	26	21.2	0,04	0,03	Vérifier	Vérifier
2 ^{ème}	4080	235553,76	37117,44	45731,76	29,2	21.2	0,05	0,03	Vérifier	Vérifier
3 ^{ème}	4080	202141,22	33360,13	41904,8	33.2	26.4	0,05	0,03	Vérifier	Vérifier
4 ^{ème}	4080	168753,57	30068,4	37434,59	32	31.2	0,04	0,03	Vérifier	Vérifier
5 ^{ème}	4080	135365,92	27327,2	31380,6	33.6	34.8	0,04	0,04	Vérifier	Vérifier
6 ^{ème}	4080	101978,27	23092,3	26706,89	34.4	37.6	0,04	0,04	Vérifier	Vérifier
7 ^{ème}	4080	68653,38	18797,5	20328,41	29.6	38.4	0,03	0,03	Vérifier	Vérifier
8 ^{ème}	4080	36552,59	15013,84	16074,24	28.8	37.6	0,02	0,02	Vérifier	Vérifier
9 ^{ème}	4080	11875,58	10213,06	12380,32	23.6	33.2	0,007	0,007	Vérifier	Vérifier

Tab IV.7 : Vérification de l'effet P-delta

Vu les résultats obtenus les conditions Θ_x et $\Theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés

Chapitre V

Vérification des éléments de l'ossature

V.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies Réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- ✓ Tant globalement au niveau de la structure
- ✓ Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les Contraintes et les déformations restent en-deca des limites admissibles.

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 qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

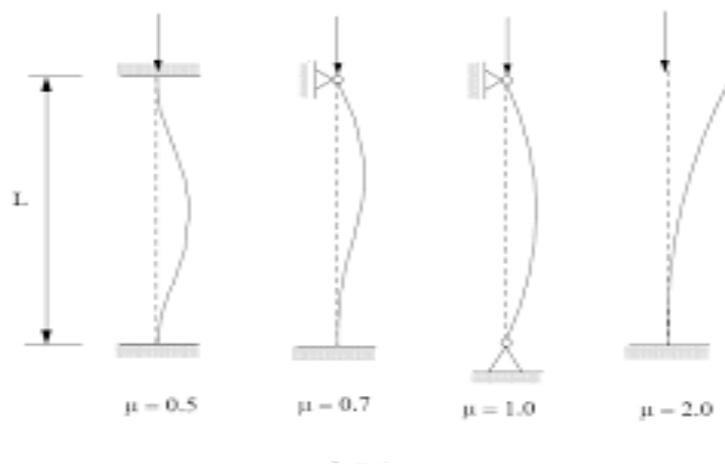


Fig V.1 : Phénomène du flambement.

➤ Le déversement

C'est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

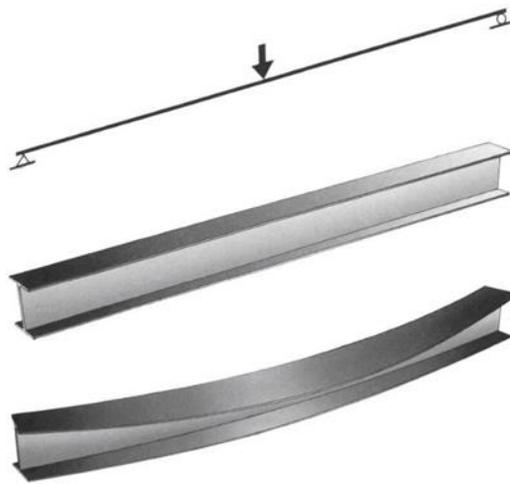


Fig V.2 : Phénomène du déversement

➤ Classification des ossatures de la structure

Une structure métallique est classée sur base des critères selon CCM97 :

- **Classification en ossature contreventées ou non-contreventées**

Une ossature est classée comme contreventée lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

D'après l'EC3 partie 5.2.5.3, on doit vérifier que : $\Psi_{CV} \leq 0.2 \Psi_{non-CV}$

$$\Psi_{CV} \leq 0.2 \Psi_{non-CV}$$

La condition étant vérifiée, alors les ossatures sont classées comme contreventées.

- **Classification en ossature rigide ou souple**

Une ossature est classée comme ossature rigide, selon l'EC3 partie 5.2.5.2, si : $\alpha_{cr} = \frac{\delta.V}{h.H} \leq 0.1$

$$\alpha_{cr} = \frac{\delta.V}{h.H} \leq 0.1$$

La condition est vérifiée, alors notre structure est classée comme une structure à nœuds fixe.

V.2. Vérification de la stabilité

V.2.1. Vérification des poteaux

- **Procédure de calcul**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{SD} et deux moments fléchissant M_y et M_z . 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 :

- Une compression maximale et un moment correspondante
- Un moment maximal et une compression correspondante
- **Combinaisons de charges**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $1,35 G + 1,5 Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

- **Les étapes de la vérification du flambement par flexion**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{\frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Pour les sections de classe 3 :

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{\frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

χ_{\min} Est la plus petite des valeurs de χ_y et χ_z Ou χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction

Pour les axes y-y et z-z respectivement.

Et $\beta_{M, y}$ et $\beta_{M, z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

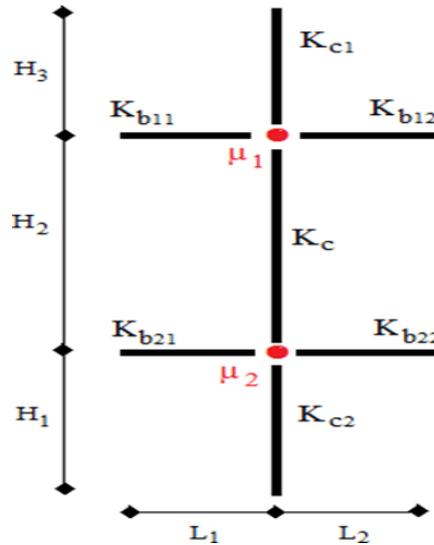


Fig V.3 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

a. Poteau centrale HEB 1000

Les efforts internes tirés du logiciel robot :

$$N_{SD}^{MAX} = 19789.19 \text{ kN}, \quad M_{SD,Y}^{Correspondent} = 3346.47 \text{ kN.m}, \quad M_{SD,Z}^{Correspondent} = 117.12 \text{ kN.m}$$

$$N_{SD}^{Correspondent} = 1611.23 \text{ kN}, \quad M_{SD,Y}^{MAX} = 3967.15 \text{ kN.m}, \quad M_{SD,Z}^{Correspondent} = 150.74 \text{ kN.m}$$

$$N_{SD}^{Correspondent} = 90.47 \text{ kN}, \quad M_{SD,Y}^{Correspondent} = 2655.93 \text{ kN.m}, \quad M_{SD,Z}^{MAX} = 185.08 \text{ kN.m}$$

Tab V.1 : caractéristique du profilé HEB 1000

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques							
	G Kg/m	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm	W _{el-y} cm ³	W _{pl-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	W _{pl-z} cm ³
HEB 1000	314	40000	644700	16280	40.15	6.38	12890	14860	1085	1716

➤ **Flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2. \beta_{M,y} - 4) \leq 0,90$$

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2. \beta_{M,z} - 4) \leq 0,90$$

- **Y-Y**

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 1.8\psi \Rightarrow \psi = \frac{-3468.85}{3967.15} = -0.87$$

$$\beta_{M,y} = 3.28$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{Lfy}{i_y}}{93.9 * \varepsilon}$$

$$K_{Cy} = \frac{I_y}{H} = \frac{644700 \times 10^4}{4080} = 1580147.06 \text{mm}^3$$

$$K_{By(IPE500)} = \frac{I_y}{L} = \frac{48200 \times 10^4}{8000} = 60250 \text{mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{1580147.06 \times 2}{(1580147.06 \times 2) + (2 \times 60250)} = 0.96$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$Lfy = 3942 \text{mm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{3942 / 401.5}{86.9} = 0.11 < 0.2 \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.11 - 0.2) + 0.11^2] = 0.497$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.497 + \sqrt{0.497^2 - 0.113^2}} = 1$$

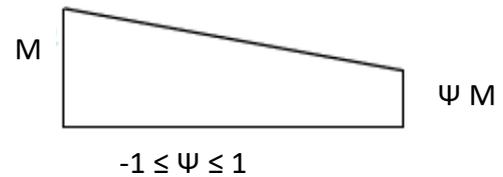
$$\mu_y = 0.11(2 \times 3.28 - 4) = 0.28 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{0.28 \times 19789.19 \times 10^3}{1 \times 40000 \times 275} = 0.5 \leq 1,5$$

- **Z-Z**

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 1.7\psi \Rightarrow \psi = \frac{-125.2}{185.08} = -0.68$$

$$\beta_{M,z} = 2.96$$



$$K_{Cz} = \frac{I_z}{H} = \frac{16280 \times 10^4}{4080} = 39901.96 \text{ mm}^3$$

$$K_{B(\text{IPE500})} = \frac{I_z}{L} = \frac{2142 \times 10^4}{8000} = 2677.5 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{39901.96 \times 2}{(39901.96 \times 2) + (2 \times 2677.5)} = 0.94$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fz} = 3851 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{3851 / 63.8}{86.9} = 0.7 > 0.2 \Rightarrow \text{Il y'a risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.7 - 0.2) + 0.737^2] = 0.83$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.83 + \sqrt{0.83^2 - 0.695^2}} = 0.79 \leq 1$$

$$\mu_z = 0.695(2 \times 2.96 - 4) = 0.34 \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{1.34 \times 19789.19 \times 10^3}{0.79 \times 40000 \times 275} = 0.22 \leq 1.5$$

$$\frac{1611.23 \times 10^3}{0.786 \times \frac{40000 \times 275}{1.1}} + \frac{0.5 \times (3967.15 \times 10^6)}{\frac{12890000 \times 275}{1.1}} + \frac{0.22 \times (150.74 \times 10^6)}{\frac{1085000 \times 275}{1.1}} = 0.93 \leq 1$$

➤ Déversement

Dans le cas de la flexion composée il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement : Pour les sections de classe 3 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl, y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j)^2 - (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j)} \right\}$$

Avec:

$$I_w = 37.64 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$I_t = 12.54 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C1 = 2.609$$

$$C2 = 0$$

$$C3 = 1.957$$

$$K = 1$$

$$K_w = 1$$

$$M_{cr} = 2.35 \times 10^{10} \text{ N. mm}$$

$$\beta_w = \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} = 0.87$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.36 < 0.4 \Rightarrow \quad \text{Donc y'a pas de risque de déversement}$$

b. Les autres Poteaux centraux

➤ Flambement

Tab V.2 : Vérification des poteaux HEB 900 et HEB800 au flambement

Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final δ	$\delta \leq 1$
	L_{fy} [mm]	L_{fz} [mm]	χ_{min}	K_y	K_z		
HEB 900	3915	3847	0.796	1	0.98	0.90	Condition vérifiée
HEB 800	3863	3836	0.81	1	0.99	0.91	Condition vérifiée

➤ Déversement

Tab V.3 : Vérification des poteaux HEB 900 et HEB800 au déversement.

Profilé	Longueur de flambement	Les coefficients				Valeur final δ	$\delta \leq 1$
	L_f [mm]	χ_Z	$\chi_{L.T}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	K_{LT}		
HEB 900	3987	0.78	0.964	0.355	0.989	0.096	Condition vérifiée
HEB 800	3987	0.77	0.963	0.362	0.989	0.074	Condition vérifiée

V.2.2. Vérification des poutres

Les éléments poutres sont bi encastré dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de V_{pLRd} il faut vérifier que :

$$\text{Avec : } V_{pLRd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

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

a. Vérification de la poutre principale

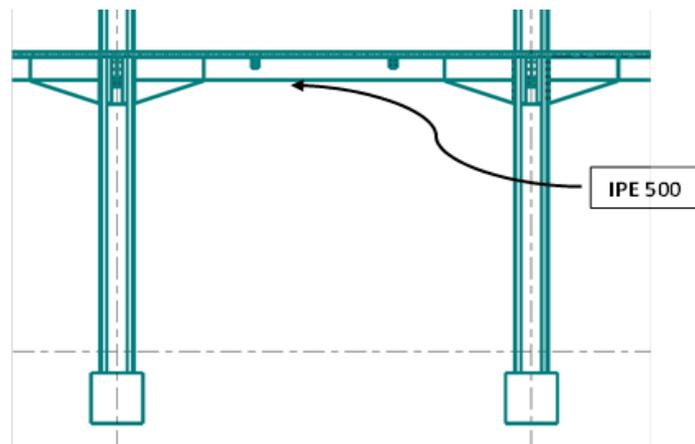


Fig V.4 : schémas de la poutre principale

Tab V.4 : Caractéristique de la poutre IPE500

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90.7	11600	500	200	16	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

On a: $\begin{cases} M_{sd} = 847.86 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 500.75 \text{ kN} \end{cases}$

➤ **Vérifications de la résistance**

• **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{\text{eff}} \times h_c \text{ avec } f_{ck} = 25 \text{MPa}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 11600 \times 10^{-3} = 3030.5 \text{kN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$R_w = 0.9 \times f_y \times A_w = 0.9 \times 275 \times 4773.62 = 1181.47 \text{kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 3030.50 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 2691.6777 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) \times 10^{-3} = 1033.52 \text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 8447.86 \text{kN.m} < M_{pl,rd} = 1033.52 \text{kN.m} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Effort tranchant :**

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

$$V_{plRd} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 951.04 \text{kN}$$

$$V_{sd} = 500.75 \text{kN} < V_{plRd} = 951.04 \text{kN} \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Vérification de la poutre secondaire IPE450

➤ **Vérifications de la résistance**

Tab V.5 : Vérification de la résistance de poutre secondaire

Profilé	Moment fléchissant $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$		Effort tranchant $V_{sd} \leq V_{plRd}$	
	M_{sd} [kN.m]	$M_{pl,rd}$ [kN.m]	V_{sd} [kN]	V_{plRd} [kN]
IPE 450	440.13	450.36	206.74	733.96
	Condition vérifiée		Condition vérifiée	

Remarque Pour la vérification au déversement

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

V.2.3. Vérification des palées de stabilité

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisés par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003** sont :

- **Les palées en V** dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

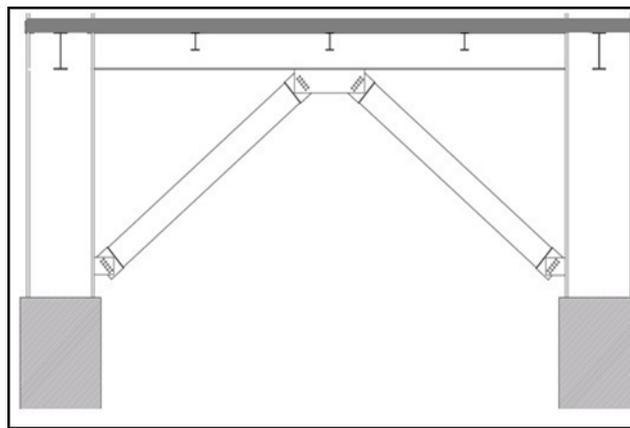
a. Vérification des palées en (V) CARC350*350*16

Fig V.5 : Systèmes de contreventements en V

- **Vérification à la traction**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau 1^{er} étage

On doit vérifier que : $N \leq N_{sd}$

- N : Effort normal maximum (traction)
- N_{trd} : Effort normal plastique.

$$\text{Avec : } N_{trd} = \frac{A \times f_Y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{SD} = 2316.05 \text{ kN}$$

$$N_{trd} = \frac{11200 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 3080 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{trd}$$

$$N_{SD} = 2316.05 \text{ kN} < N_{trd} = 3080 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification a la compression**

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (CARC350*350*16)

$$N_{sd} = 2374.19 \text{ kN}$$

$$\text{Donc on vérifie : } N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Remarque : Pour les sections en la courbe de flambement est " C "

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{\beta \times A \times f_y}}{N_{cr}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta}$$

Avec :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon = 86.8 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = \phi = 0.50$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \chi_y = 0.9 \leq 1$$

$$N_{brd} = 0.9 \times 1 \times 11200 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1} = 2520 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2374.19 \text{ kN} < N_{brd} = 2520 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VI
Etude et conception
des assemblages

VI.1. Introduction

Un 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 sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement.

❖ Fonctionnement par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

❖ Fonctionnement des assemblages par adhérence :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance

• Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tab VI.1 : Caractéristiques des boulons

Valeur 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	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Jeux des diamètres des trous en fonction des diamètres :

Les boulons	M12 M14	M16 M24	M27
d_0	$d + 1$	$d + 2$	$d + 3$

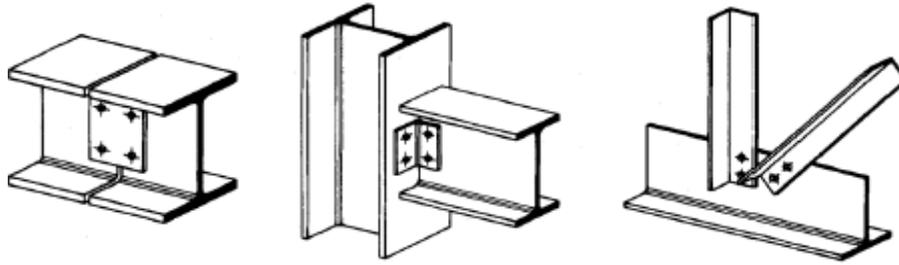


Figure VI.1: Assemblages boulonnés

- **Le soudage**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

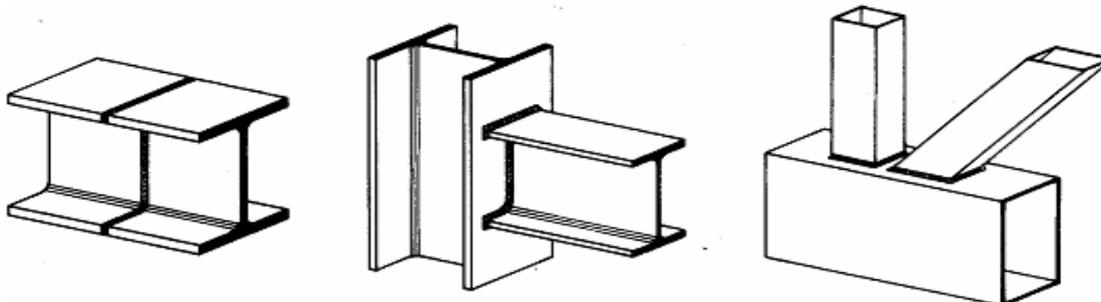


Figure VI.2: Assemblages par soudure Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage et le boulonnage par boulons HR.

a/ Coefficients partiels de sécurité [1] (art. 6.1.1)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb}=1.25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb}=1.50$

b/ Coefficient de frottement [1] (art. 6.5.6.3)

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille, de calamine ou de graisse.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.
- Assemblage par soudure.

- **Types d'assemblage :**

Dans ce chapitre, (04) types d'assemblage seront traités qui sont :

a/ Calcul manuel :

- Assemblage poutre - solive ;
- Assemblage poteau - poutre ;

b/ Calcul par logiciel : IDEA STATICA

- Assemblage contreventement ;
- Assemblage poteau – poteau ;

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages. Dans notre cas, nous nous sommes basés sur les normes des **EUROCODE 03**.

VI.2. Assemblage poutre-solive

- Poutre **IPE 500**

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 500\text{mm}; b = 500\text{mm}; t_f = 16\text{mm}; t_w = 10.2\text{mm} \\ A = 115.5\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- Solive **IPE 240**

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 240\text{mm}, b = 120\text{mm}; t_f = 9.8\text{mm}; t_w = 6.2\text{mm} \\ A = 23.9\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.2.1. Données de calcul :

Les données sont tirées à partir du logiciel Robot structural Analysis, les assemblages sont sollicités par les efforts :

L'effort tranchant : $V_{sd} = 32.81\text{kN}$

On a :

Coefficient de frottement $\mu = 0.3$

$K_s = 1$: trous nominaux

$\gamma_{Ms} = 1.25$

L'assemblage par cornière entre un poutre IPE 500 et une solive IPE 240 :

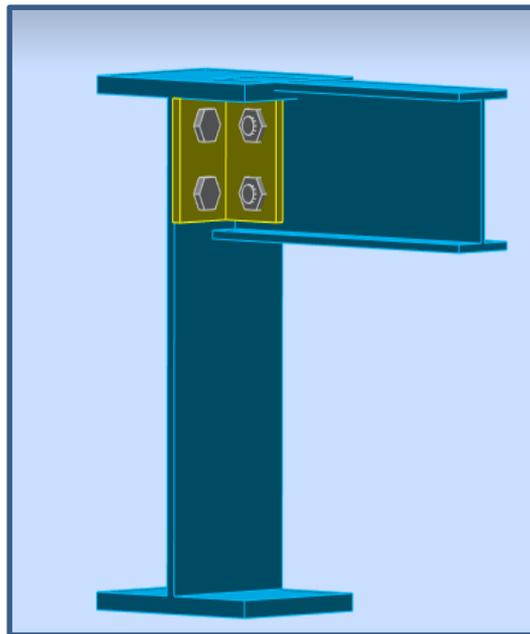


Fig VI.3 : Assemblage poutre-solive

a. Choix de diamètre du boulon

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 :

$t \leq 10\text{ mm}$ $d = (12 ; 14)\text{ mm}$

$10 \leq t \leq 25\text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$

$t \geq 25\text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$

On choisit **4 boulons** de diamètre de **16mm (M16)** de **classe 8.8**

M16 $\Rightarrow d = 16\text{ mm}$; $d_0 = 18\text{ mm}$

b. Disposition constructive des boulons

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{ mm})$ \longrightarrow $21.6 \leq e_1 \leq 150\text{ mm}$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t; 200\text{mm}) \quad \longrightarrow \quad 39.6 \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad \longrightarrow \quad 21.6 \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

D'où :

$$P_1 = 65 \text{ mm} \quad ; \quad e_1 = 42 \text{ mm} \quad ; \quad e_2 = 40 \text{ mm}$$

VI.2.2. Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre portée) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{rsd} \leq 2F_{vrd}$$

$$F_{rsd} = \sqrt{F_{v.sd}^2 + F_{h.sd}^2}$$

Avec :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \quad ; \quad F_{h.sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e_2}{d}$$

F_{rsd} : l'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

$F_{h.sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement.

M_e : le moment local d'excentrement.

n : nombre de boulons ($n = 2$).

e_2 : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre ($e_2 = 40\text{mm}$)

d : distance séparant les rangés extrêmes des boulons ($d = 65\text{mm}$)

$$F_{v.sd} = \frac{32.81}{2} = 16.41 \text{ KN}$$

$$F_{h.sd} = \frac{32.81 \times 40}{65} = 20.19 \text{ KN}$$

$$F_{rsd} = \sqrt{16.41^2 + 20.19^2} = 26.02 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_u \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 800 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 60.29 \text{ KN}$$

$$F_{rsd} = 26.02 \text{ KN} < 2 \times F_{vrd} = 120.58 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3. Résistance des boulons au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{v.sd} < F_{vrd}$$

$$F_{v.sd} = \frac{32.81}{4} = 8.21 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 8.21 \text{ KN} < F_{vrd} = 60.29 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.4. Résistance des cornières au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{2} < V_{plrd}$$

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

A_v : aire de cisaillement de la cornière ($A_v = 351 \text{ mm}^2$)

$$F_{vsd} = \frac{32.81}{2} = 16.40 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{351 \times 275 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} = 55.37 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 16.40 \text{ KN} < V_{plrd} = 55.37 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.5. Résistance des cornières à la pression diamétrale :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_{rsd}}{2} < F_{brd}$$

F_{brd} : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon, avec : $F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$

$d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 10 \text{ mm}$; $e_1 = 42 \text{ mm}$; $p_1 = 65 \text{ mm}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\Rightarrow \alpha = \min(0.78; 1.20; 1.9; 1)$$

$$\alpha = 0.78$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.78 \times 430 \times 16 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 107.33 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{rsd}}{2} = \frac{26.02}{2} = 13.01 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{rsd}}{2} + 13.01 \text{ KN} < F_{brd} = 107.33 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.6. Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale :

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{32.81}{4} = 8.20 \text{ KN}$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre : $t_w = 10.2 \text{ mm}$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.78 \times 430 \times 16 \times 10.2}{1.25} \times 10^{-3} = 109.47 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 8.20 \text{ KN} < F_{brd} = 109.47 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'assemblage poutre-solive satisfaisant vis-à-vis de la norme

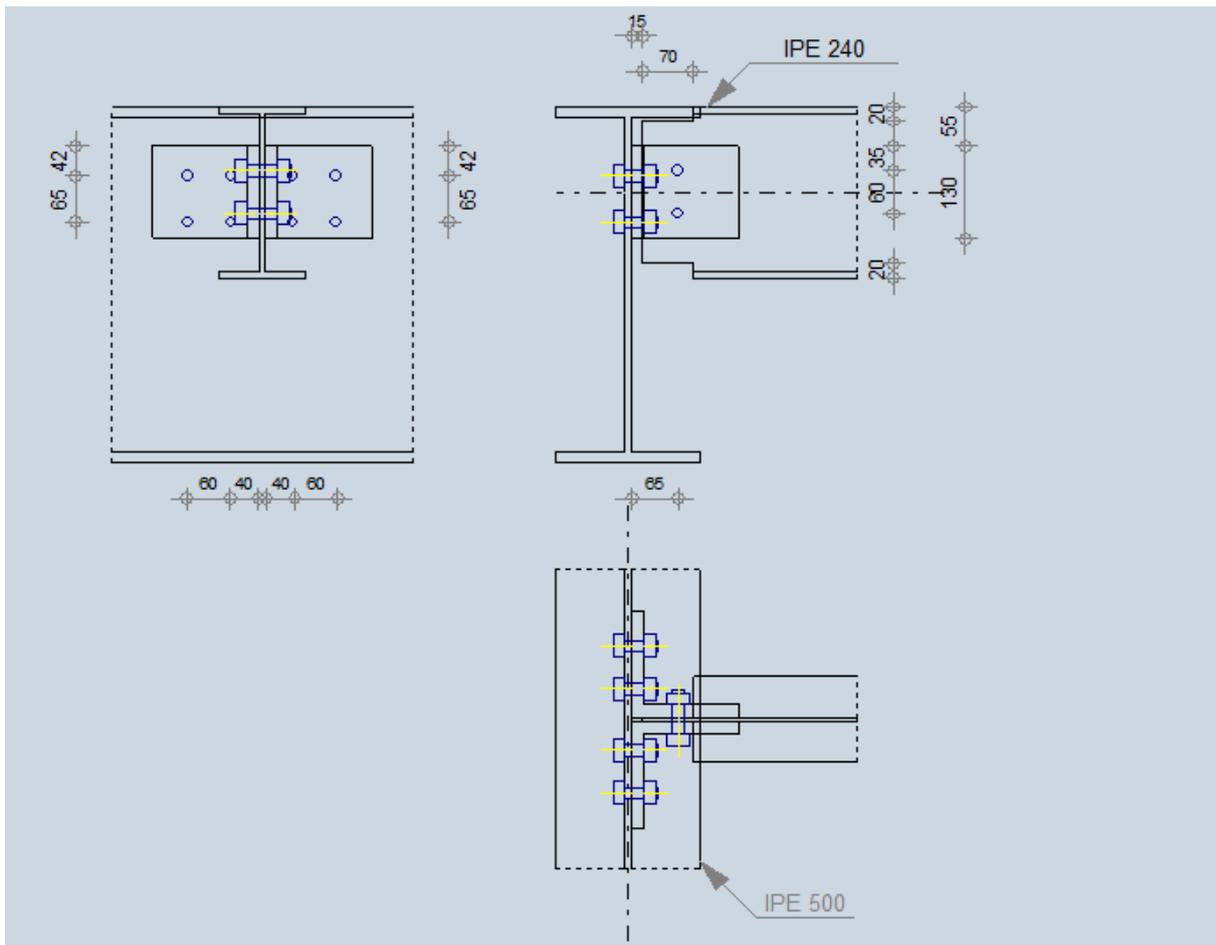


Fig VI.4 : Disposition constructive d'assemblage poutre-solive

VI.3. Assemblage poteau-poutre

- Poteau **HEB 1000**

$$\begin{cases} H = 1000\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 36\text{mm}; t_w = 10\text{mm} \\ A = 400.05\text{cm}^2 \end{cases}$$

- Poutre **IPE 500**

$$\begin{cases} H = 500\text{mm}; b = 200\text{mm}; t_f = 16\text{mm}; t_w = 10\text{mm} \\ A = 115.\text{cm}^2 \end{cases}$$

- Les efforts maximaux à prendre $V_{sd} = 500.75 \text{ kN}$

$$M_{sd} = 847.86\text{kN.m}$$

VI.3.1. Dimensionnement de l'assemblage

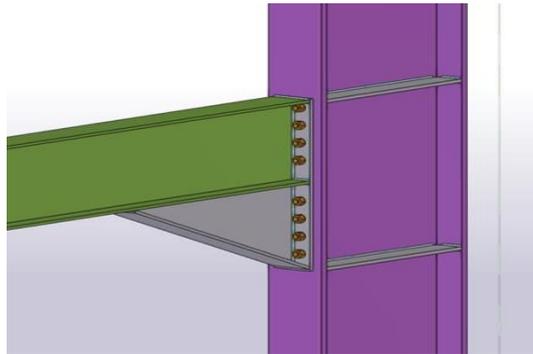


Fig VI.5 : assemblage poteau-poutre

- **Platine**

Tab VI.2 : caractéristiques de la platine

Hauteur h_p	Largeur b_p	Epaisseur t_p	Matériau	Résistance F_{yp}
1020 [mm]	200 [mm]	10 [mm]	Acier E28	275PA]

- **Boulons**

Tab VI.3 : caractéristiques des boulons

Diamètre	Classe	Résistance	Nombre de colonnes
M27 :d=27mm	HR 10.9	Ftrd = 396.58 kN	$N_h = 2$
Nombre de rangées	Pince (boulon-extrémité)	Ecartement	Entraxe
$N_v = 8$	$h_1 = 90$ mm	$e_1 = 70$ mm	$P_1 = 105$ mm ; $p_2 = 250$ mm

- **Jarret inférieur**

Tab VI.4 : caractéristiques de jarret inférieur

Largeur de la platine	Epaisseur de l'aile	Hauteur de la platine	Epaisseur de l'âme
$W_d = 200$ mm	$t_{fd} = 16$ mm	$h_d = 500$ mm	$t_{wd} = 10$ mm
Longueur de la platine	Angle d'inclinaison	Matériau	F_yb
$l_d = 800$ mm	$\alpha = 32^\circ$	Acier E28	275 MPA

- **Raidisseur poteau**

Tab VI.5: caractéristiques de raidisseur du poteau

	Hauteur	Largeur	Epaisseur
Supérieur	$h_{su} = 928 \text{ mm}$	$b_{su} = 141 \text{ mm}$	$t_{su} = 12 \text{ mm}$
Inférieur			

- **Soudures d'angle**

Tab VI.6 : caractéristiques de soudure.

Soudure âme	Soudure semelle	Soudure du raidisseur	Soudure horizontale
$a_w = 8 \text{ mm}$	$a_f = 12 \text{ mm}$	$A_a = 8 \text{ mm}$	$a_{fd} = 5 \text{ mm}$

VI.3.2. Détermination des efforts dans les boulons :

$$\begin{cases} F_i \leq n \times F_p \\ F_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2} \\ F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \end{cases}$$

Avec : $n=2$ (nombre de boulons par rangés)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

A_s : Aire de la section transversale = 459 mm^2 (M27)

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 459 \times 10^{-3} = 321,3 \text{ kN}$$

$$2 \times F_p = 321,3 \times 2 = 642,6 \text{ kN}$$

$$d_1 = 71 \text{ mm}$$

$$d_2 = 176 \text{ mm}$$

$$d_3 = 281 \text{ mm}$$

$$d_4 = 386 \text{ mm}$$

$$d_5 = 491\text{mm}$$

$$d_6 = 596\text{mm}$$

$$d_7 = 701\text{mm}$$

$$d_8 = 806\text{mm}$$

$$d_9 = 911\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = 71^2 + 176^2 + 281^2 + 386^2 + 491^2 + 596^2 + 701^2 + 806^2 + 911^2 = 2831229 \text{ mm}^2$$

$$F_{M1} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 71}{2831229} = 21.26 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M2} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 176}{2831229} = 52.70 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M3} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 281}{2831229} = 84.15 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M4} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 386}{2831229} = 115.60 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M5} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 491}{2831229} = 147.03 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M6} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 596}{2831229} = 178.48 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M7} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 701}{2831229} = 209.92 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M8} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 806}{2831229} = 241.37 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

$$F_{M9} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 911}{2831229} = 272.81 \text{ KN} < 642.6 \text{ KN}$$

VL3.3. Vérification a la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement), il faut donc vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot n \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$K_S = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage (tolérances normales).

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface.

$n = 1$: Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{Ms} = 1,25$: Coefficient partiel de sécurité.

$F_{tsd} = F_{M4}$; avec F_{tsd} : effort de traction

$F_{vsd} = \frac{Vsd}{np \times nb}$; avec F_{vsd} : effort de cisaillement

n_b : Nombre des boulons, $n_b = 10$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

$$F_{vsd} = \frac{500.75}{10 \times 1} = 50.07 \text{ KN}$$

$$F_{M9} = \frac{847.86 \times 10^3 \times 911}{2 \times 2831229} = 136.41 \text{ KN}$$

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (321.3 - 0.8 \times 136.41)}{1.25} = 50.92 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI3.4. Vérification du moment résistant effectif de l'assemblage :

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_r$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne du 1^{er} niveau : $F_{M4} = n \times F_p$

$$M_r = \frac{F_M \sum d_i^2}{d_9} = \frac{642.6 \times 2831229 \times 10^{-6}}{911 \times 10^{-3}} = 1997.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 847.86 \text{ kN.m} \leq M_r = 1997.08 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI3.5. Résistance de l'âme du poteau en traction :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{tsd} \leq F_{trd}$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau, b_{eff} : p_2 entraxe rangées des boulons.

$$F_{tsd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{avec : } h : \text{la hauteur du poteau} = 1000 \text{ mm, } t_f : \text{épaisseur de la semelle } t_f = 36 \text{ mm.}$$

$$F_{tsd} = \frac{847.86 \times 10^3}{1000 - 36} = 879.52 \text{ KN}$$

$$F_{tRd} = 275 \times 10 \times 10^{-3} \times \frac{1}{1} = 687.5 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 879.52 \text{ KN} \leq F_{trd} = 687.5 \text{ KN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Dans ce cas, il est nécessaire d'ajouter un raidisseur, soit un raidisseur d'épaisseur : $t_h = 8 \text{ mm}$

$$F_t = 275 \times (10 + 12) \times 250 \times \frac{1}{1} \times 10^{-3} = 1512.5 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 879.52 \text{ KN} \leq F_{trd} = 1512.5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI3.6. Résistance de l'âme du poteau à la compression :

On doit vérifier la condition suivante : $F_c \leq F_{cRd}$

$$F_{cRd} = f_y \times t_{wc} \times (1,25 - 0,5\gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}) \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_n = \frac{V_{sd}}{A_{pot}} + \frac{M_{sd}}{W_{el.y}^{pot}}$$

σ_n : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{847.86 \times 10^3}{40000} + \frac{500.47 \times 10^6}{14860000} = 54.88 \text{ Mpa}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre.

t_p : épaisseur de la semelle du poteau.

t_{fc} : épaisseur de la platine extrémité.

r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$$b_{eff} = 16 + 2 \times 36 + 5(10 + 32) = 298 \text{ mm}$$

$$F_{cRd} = 275 \times 10 \times (1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{54.88}{275}) \times \frac{298}{1} \times 10^{-3} = 942.60 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{847.86 \times 10^{-3}}{298} = 284.52 \text{ KN}$$

$$F_c = 284.52 \text{ kN} \leq F_{cRd} = 942.60 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI3.7. Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $F_v \leq V_{rd}$

$$V_{rd} = \frac{0.58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}} = \frac{0.85 \times 275 \times 1000 \times 10}{1} \times 10^{-3} = 2337.5 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{847.86 \times 10^3}{1000 - 36} = 879.52 \text{ KN}$$

$$F_v = 879.52 \text{ kN} \leq V_{rd} = 2337.5 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Assemblage poteau-poutre satisfaisant vis-à-vis de la norme

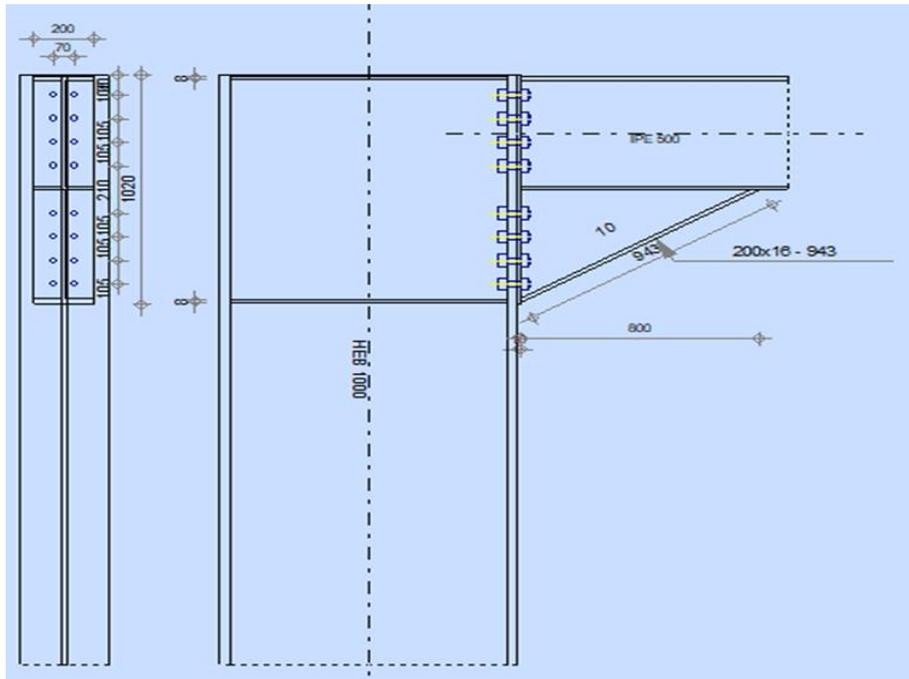


Fig VI.6 : Disposition constructive d’assemblage poteau-poutre.

VI3.8. Vérification de la soudure :

VI3.8.1. Calcul de l’épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}}$$

Nuance d’acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
β_w	0.80	0.85	0.90

$$a_f \geq 16 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} \longrightarrow a_f \geq 7.99 \text{ mm}$$

VI3.8.2. Calcul de l’épaisseur du cordon sur l’âme :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 10 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} \longrightarrow a_w \geq 4.99 \text{ mm}$$

VI3.8.3. Vérification de l’effet du moment M et l’effort normal N :

- Détermination de l’épaisseur de la soudure :

$$a = \frac{t_f}{\sqrt{2}} = \frac{16}{\sqrt{2}} = 11.31\text{mm} \longrightarrow a = 12 \text{ mm}$$

$$\sqrt{2} \left(\frac{N_{sd}}{\Sigma li \times ai} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right) \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2L_1 \times a \times d_1^2) + (4L_2 \times a \times d_2^2)$$

$$\Sigma li \times ai = (2L_1 \times a) + (4L_2 \times a) + (2L_3 \times a)$$

$$d_1 = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f = \frac{500}{2} - 16 = 234 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} L_1 &= b = 200 \text{ mm} \\ L_2 &= \frac{b}{2} - \frac{tw}{2} = \frac{200}{2} - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm} \\ L_3 &= h - 2t_f = 500 - 2 \times 16 = 468 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$I_{ys} = (2 \times 200 \times 12 \times 250^2) + (4 \times 95 \times 12 \times 234^2) = 549.68 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma li \times ai = (2 \times 200 \times 12) + (4 \times 95 \times 12) + (2 \times 468 \times 12) = 20592 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{2} \left(\frac{67.47 \times 10^3}{20592} + \left(\frac{847.86 \times 10^6}{549.68 \times 10^6} \times \frac{500}{2} \right) \right) \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

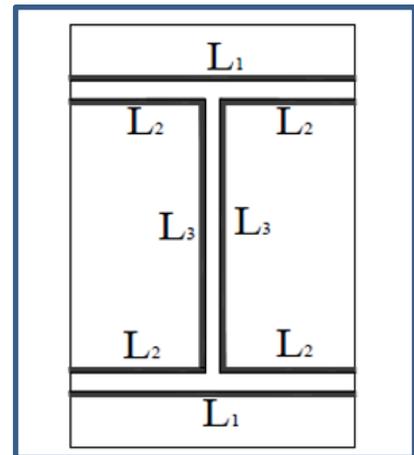
387.80 MPa ≤ 389,14 MPa **Condition vérifiée.**

VI3.8.4. Vérification de l'effet de l'effort tranchant V et l'effort normal N :

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{\Sigma li \times ai} \right) + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2 \times L_3 \times a} \right)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{67.47 \times 10^3}{20592} \right) + 3 \times \left(\frac{500.75 \times 10^3}{2 \times 468 \times 12} \right)} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

77.35 MPa ≤ 389,14 MPa **Condition vérifiée.**

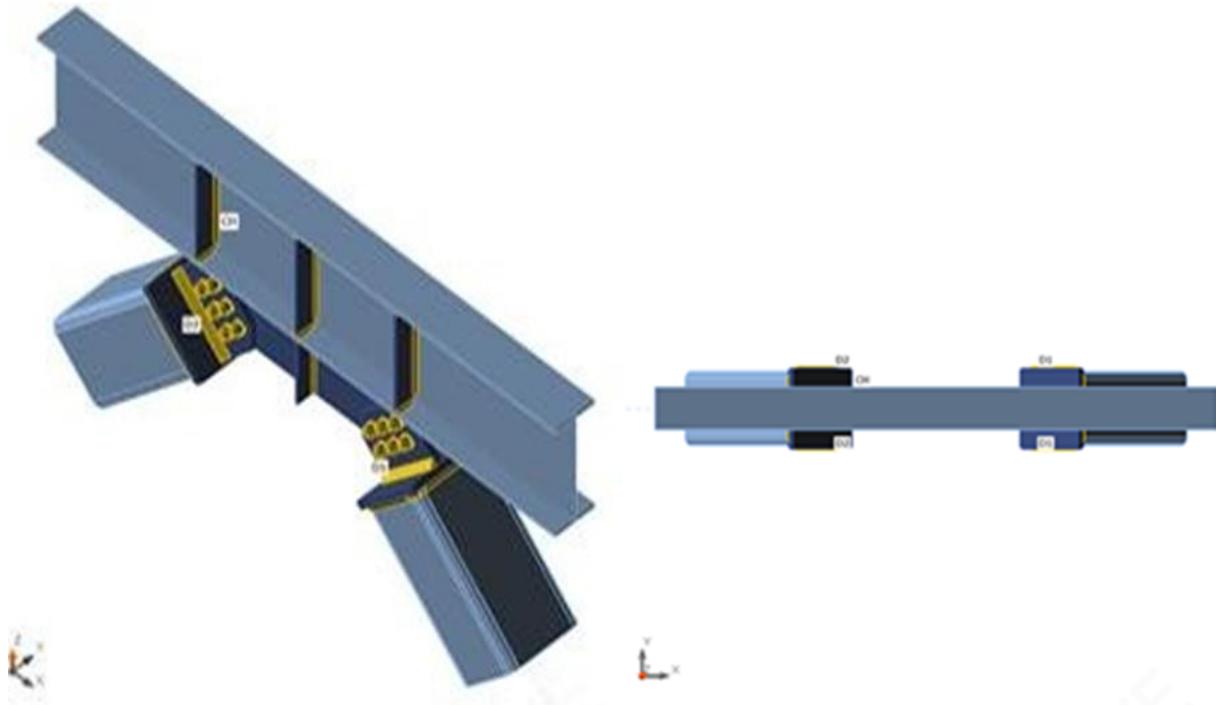


VI.4. Assemblage de contreventement en V

Pour notre cas les diagonales les plus sollicitées sont formées par des tubes, sa dimension **CARC350×350×16** ce qui fait les boulons de l'assemblage diagonale-gousset Vu la capacité des assemblages, on a opté les résultats par logiciel de calcul d'assemblage **IDEA STATICA**.

VI.4.1. Dimensionnement d'assemblage**Tab VI.7** : coordonnées géométriques.

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
CH	1 - CON1(IPE500)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud
D1	2 - SHS350/350/16.0	0,0	45,6	0,0	0	0	0	Boulons
D2	2 - SHS350/350/16.0	180,0	45,6	0,0	0	0	0	Boulons

**Fig VI.7** : l'attache de la diagonale CARC350*350*16-IPE500

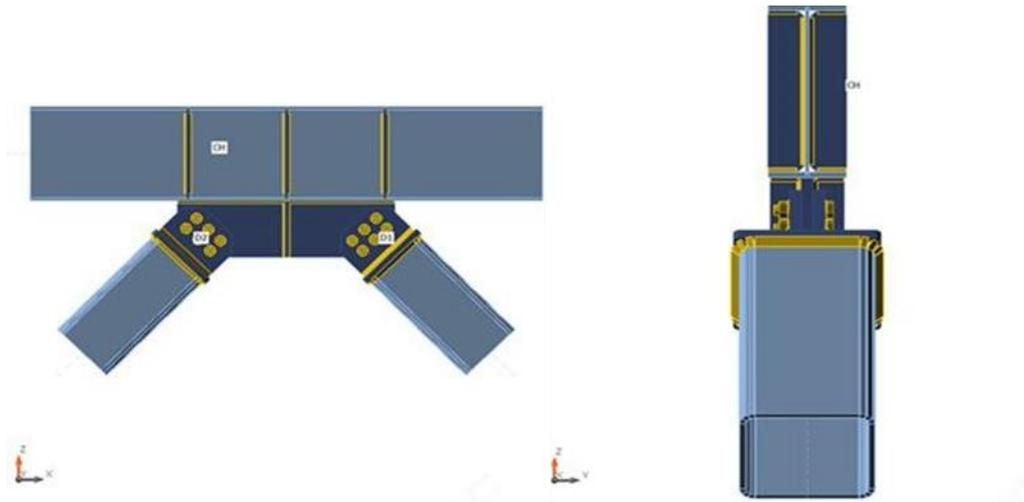


Fig VI.8 : Section transversale CARC350*350*16-IPE500

- **Boulons**

Tab VI.8 : caractéristiques des boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

- **Chargement (équilibre n'est pas exigé)**

Tab VI.9 : les efforts maximaux

Nom	Élément	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kNm]
LE1	D1	-1865,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE1	D2	1629,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

VI.4.1. Les vérifications

Tab VI.10: les vérifications données par logiciel.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,4 < 5%	OK
Boulons	90,9 < 100%	OK
Soudures	98,9 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

a. Platine

Tab VI.11: vérification de contrainte équivalente de la platine.

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
CH-bf1 1	16,0	LE1	198,4	0,0	OK
CH-tf1 1	16,0	LE1	130,0	0,0	OK
CH-w 1	10,2	LE1	275,2	0,1	OK
D1	16,0	LE1	275,0	0,0	OK
D2	16,0	LE1	253,4	0,0	OK
SP1	30,0	LE1	275,8	0,4	OK
STIFF1a	10,0	LE1	128,7	0,0	OK
STIFF1b	10,0	LE1	128,7	0,0	OK
STIFF1c	10,0	LE1	78,3	0,0	OK
STIFF1d	10,0	LE1	78,3	0,0	OK
STIFF1e	10,0	LE1	166,6	0,0	OK
STIFF1f	10,0	LE1	166,8	0,0	OK
SP 2	10,0	LE1	48,0	0,0	OK
SP 3	10,0	LE1	48,0	0,0	OK
CPL 3a	30,0	LE1	275,1	0,0	OK
CPL 3b	30,0	LE1	246,9	0,1	OK
CPL 3c	30,0	LE1	247,0	0,1	OK
CPL 4a	30,0	LE1	275,3	0,2	OK
CPL 4b	30,0	LE1	249,5	0,1	OK
CPL 4c	30,0	LE1	249,1	0,1	OK

• Données de conception

Tab VI.12: tableau des données de conception.

Matériau	F_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275,0	5,0

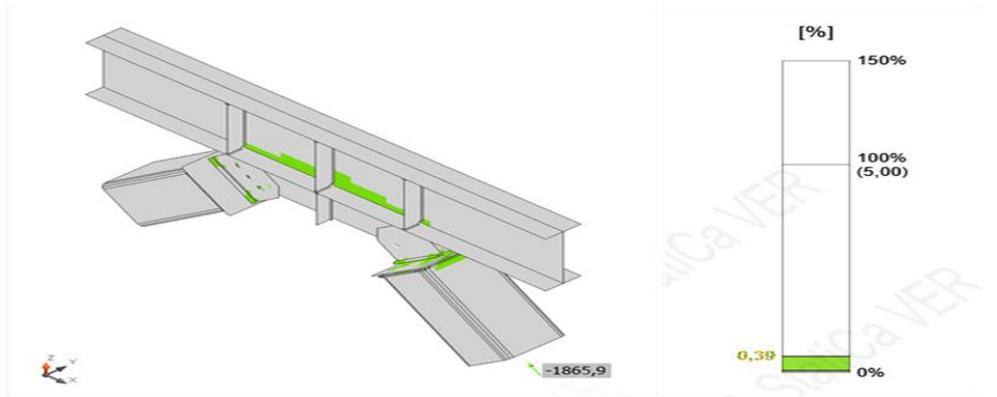


Fig VI.9 : Vérification de déformation LE1.

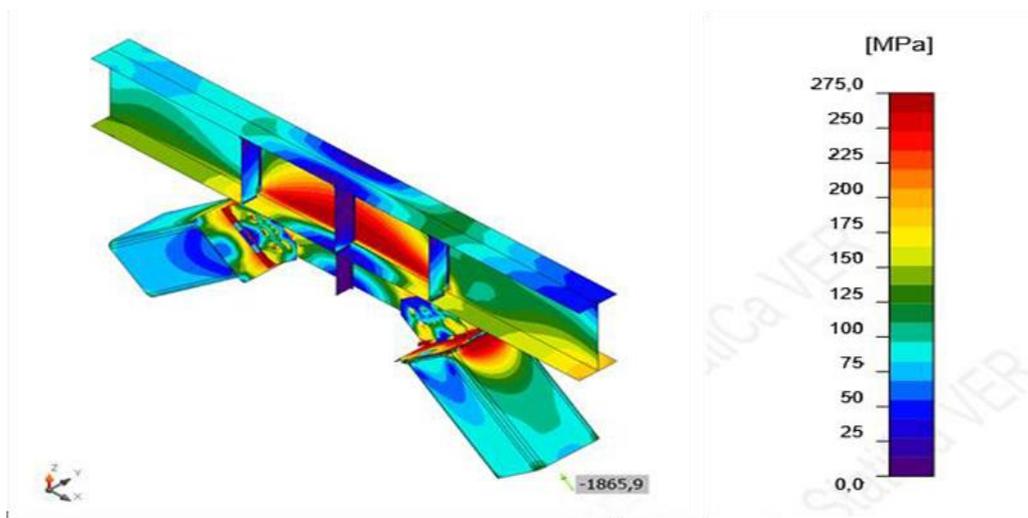


Fig VI.10 : Vérification de la contrainte équivalente LE1.

b. Boulons (résultat détaillé pour B12)

• Vérification de la résistance à la tension

$$F_{t,Rd} \geq F_t \rightarrow F_{t,Rd} = \frac{K_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 330,5 \text{ kN} > F_t = 14 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

- Coefficient : $k_2 = 0,9$
- Résistance à la traction ultime du boulon : $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$.
- Zone d'effort de traction du boulon : $A_s = 459 \text{ mm}^2$.
- Facteur de sécurité : $\gamma_{M2} = 1,25$

• Vérification de la résistance par poinçonnement

$$B_{p,Rd} \geq F_t \rightarrow B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 942 \text{ kN} > F_t = 14 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

- Epaisseur : $t_p = 30$ mm
- Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons.
- Perpendiculairement à la direction du transfert de charge : $d_m = 48$ mm.
- Effort ultime : $f_u = 430$ mm²

$$F_{v,Rd} \geq V \rightarrow F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma M_2} = 183.6 \text{ kN} > F_t = 161.3 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

- Facteur de réduction : $\beta_p = 1$.
- Facteur de réduction : $\alpha_v = 0.5$

• **Vérification de la résistance à la pression diamétrale**

$$F_{b,Rd} \geq V \rightarrow F_{b,Rd} = \frac{K_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma M_2} = 368.4 \text{ kN} > F_t = 322.6 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons
Perpendiculairement à la direction du transfert de charge : $k_1 = 2.27$
- Coefficient : $\alpha_b = 0.58$.
- Diamètre nominal de fixation : $d_t = 27$ mm.
- Epaisseur : $t = 30$ mm.

• **Interaction de la tension et du cisaillement**

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 90.9\%$$

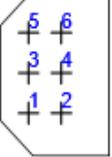
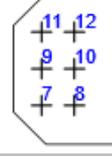
• **Utilisation en tension**

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 4.2\%$$

• **Utilisation en cisaillement**

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 87.9\%$$

Tab VI.13: tableau récapitulatif des vérifications des boulons.

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{t_s} [%]	U _{t_s} [%]	Résultat
	B1	LE1	34,9	144,0	10,5	368,4	78,4	86,0	OK
	B2	LE1	0,0	137,6	0,0	345,8	79,5	74,9	OK
	B3	LE1	36,2	130,1	11,0	368,4	70,8	78,7	OK
	B4	LE1	0,0	130,9	0,0	371,9	71,3	71,3	OK
	B5	LE1	34,5	136,5	10,4	368,4	74,3	81,8	OK
	B6	LE1	0,0	136,3	0,0	365,9	74,5	74,3	OK
	B7	LE1	4,3	155,2	1,3	631,6	84,5	85,5	OK
	B8	LE1	13,6	156,3	4,1	368,4	85,1	88,0	OK
	B9	LE1	4,3	150,8	1,3	631,6	82,2	83,1	OK
	B10	LE1	15,8	148,6	4,8	368,4	80,9	84,3	OK
	B11	LE1	4,7	161,1	1,4	631,6	87,8	88,8	OK
	B12	LE1	14,0	161,3	4,2	368,4	87,9	90,9	OK

C. Soudures (résultat détaillé pour CPL 4a ; CPL 4c)

• **Vérification de la résistance de la soudure**

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq \sigma_w.Rd = f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2})$$

→ 400.1 MPa < 404.7 MPa → **condition Vérifiée.**

$$|\sigma_{\perp}| \leq \sigma_{\perp}.Rd = 0.9 \times f_u / \gamma_{M2} \rightarrow 186.2 \text{ MPa} < 309.6 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

• **Utilisation en contrainte**

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98.9\%$$

Tab VI.14: tableau récapitulatif des vérifications des soudures

Élément	Bord	Ép.gore [mm]	Longueur [mm]	Charges	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{PI} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ _∥ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	U _t [%]	U _{t_c} [%]	Résultat
SP1	SP 3	◀8,0▶	300	LE1	32,8	0,0	-6,7	6,0	-17,6	8,1	1,6	OK
		◀8,0▶	300	LE1	29,9	0,0	8,4	4,8	-15,8	7,4	1,5	OK
CH-bfl 1	SP 2	◀8,0▶	80	LE1	27,6	0,0	-17,3	-8,1	-9,4	6,8	3,4	OK
		◀8,0▶	80	LE1	27,1	0,0	18,3	-7,9	-8,4	6,7	4,0	OK
CPL 3a	CPL3b	◀20,0	350	LE1	398,3	1,0	186,3	81,5	186,2	98,4	54,8	OK
CPL 3a	CPL3c	◀20,0	350	LE1	398,3	1,1	185,7	-78,8	-187,6	98,4	54,9	OK
CPL 4a	CPL4b	◀20,0	350	LE1	400,0	2,1	-187,3	79,3	-188,1	98,8	62,5	OK
CPL 4a	CPL4c	◀20,0	350	LE1	400,1	2,2	-186,2	-78,3	188,9	98,9	62,6	OK

CH-bfl 1	SP 3	▲8,0▲	80	LE1	27,1	0,0	18,3	7,9	8,4	6,7	4,0	OK
		▲8,0▲	80	LE1	27,6	0,0	-17,3	8,1	9,4	6,8	3,4	OK
CPL 3a	D2	▲15,0	1279	LE1	397,3	0,4	192,6	5,6	-200,6	98,2	40,1	OK
CPL 4a	D1	▲15,0	1279	LE1	398,6	1,2	-193,2	9,7	201,0	98,5	49,3	OK

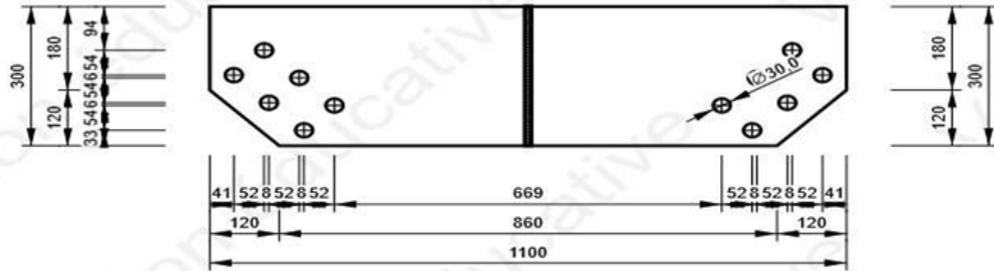


Fig VI.11: P30*300-1100(S275).

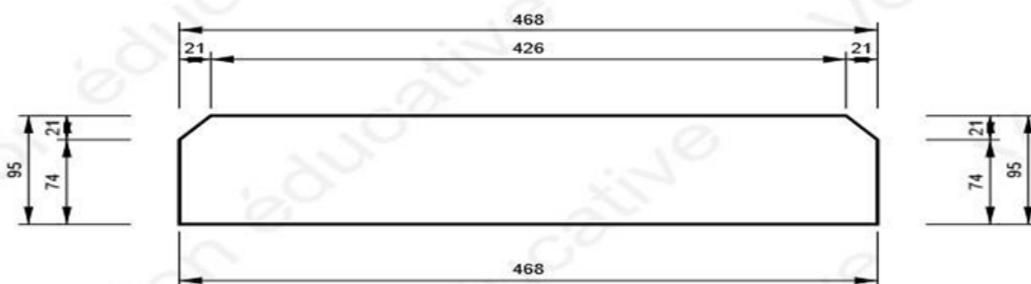


Fig VI.12: P10*468-95 (S275).

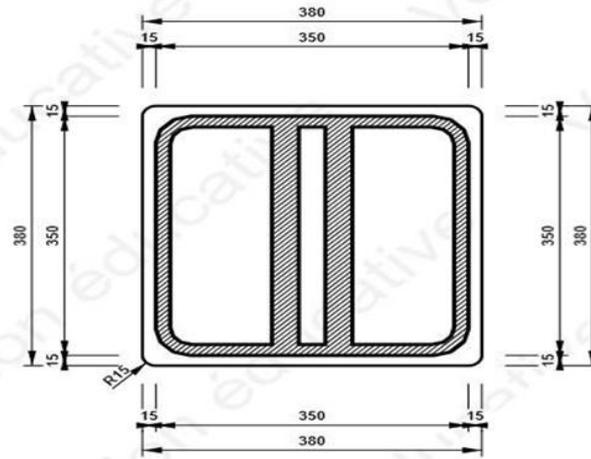


Fig VI.13 : CPL4-CPLa4

VI.5. Assemblage de continuité (poteau-poteau) HEB1000-HEB900

On a opté les résultats par logiciel de calcul d'assemblage **IDEA STATICA**.

VI.5.1. Dimensionnement d'assemblage

Tab VI.15: coordonnées géométriques.

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
HA UT	2 - HEB900	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud
BA S	1 - HEB1000	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nœud

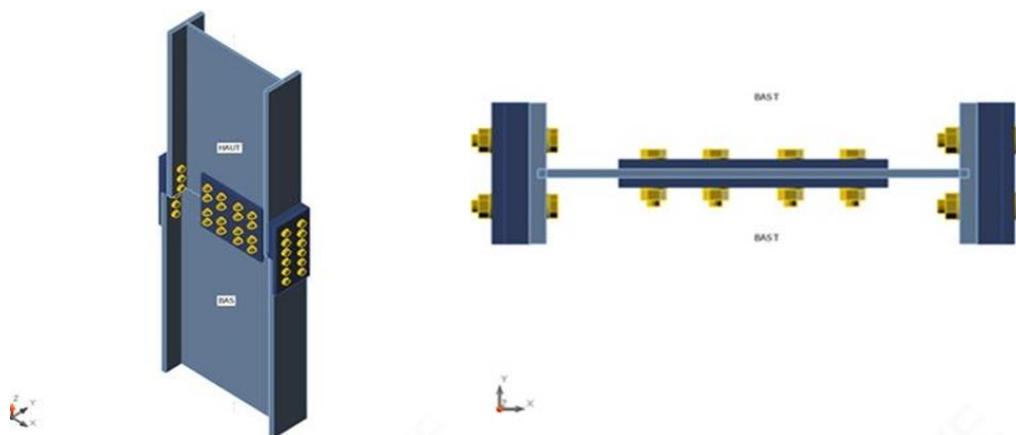


Fig VI.14 : assemblage de continuité HEB100-HEB900

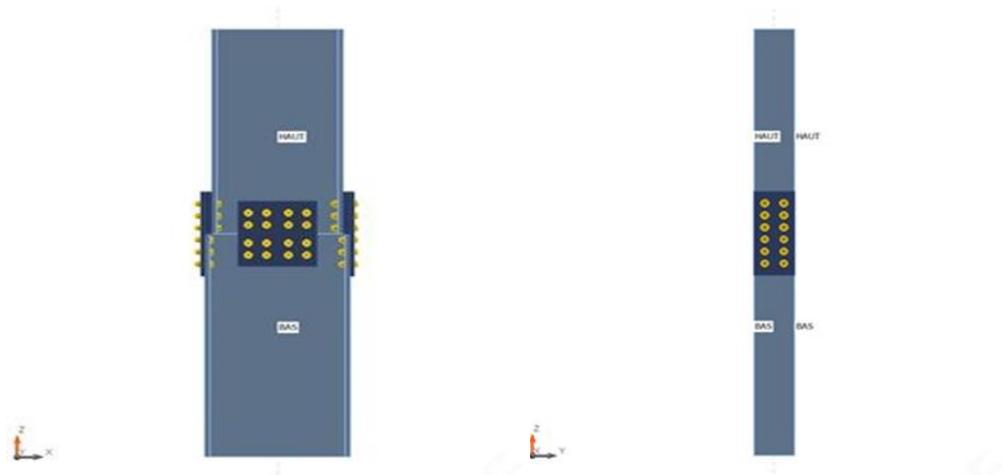


Fig VI.15 : assemblage de continuité HEB100-HEB900 (section transversale)

Tab VI.16: section transversale

Nom	Matériau	Dessin
2 - HEB900	S 275	
1 - HEB1000	S 275	

• **Boulons**

Tab VI.17: caractéristique des boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute[mm ²]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000,0	707
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

- **Chargements (efforts en équilibre)**

Tab VI.18: les efforts maximaux

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN.m]	My kN.m]	Mz [kN.m]
Effort normal Max	HAUT	3502,3	0,0	0,0	0,0	120,0	0,0
	BAS	3502,3	0,0	0,0	0,0	-120,0	0,0

VI.5.1. Les vérifications**Tab VI.19 :** les vérifications données par logiciel.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,1 < 5%	OK
Boulons	97,7 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

- **Platine**

Tab VI.20 : vérification de contrainte équivalente de la platine

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Résultat
HAUT-bfl 1	S 275	35,0	Effort Normal Max	208,3	0,0	OK
HAUT-tfl 1	S 275	35,0	Effort Normal Max	258,7	0,0	OK
HAUT-w 1	S 275	18,5	Effort Normal Max	277,2	1,1	OK
BAS-bfl 1	S 275	36,0	Effort Normal Max	198,6	0,0	OK
BAS-tfl 1	S 275	36,0	Effort Normal Max	149,6	0,0	OK
BAS-w 1	S 275	19,0	Effort Normal Max	276,8	0,9	OK
Platine d'ajustassions 1	S 275 - 1	50,0	Effort Normal Max	72,4	0,0	OK
Platine d'ajustassions 2	S 275 - 1	50,0	Effort Normal Max	88,3	0,0	OK
Eclisse De semelle 1	S 275	25,0	Effort Normal Max	249,9	0,0	OK
Eclisse De semelle 2	S 275	25,0	Effort Normal Max	267,6	0,0	OK
Eclisse d'âme a	S 275	20,0	Effort Normal Max	229,4	0,0	OK
Eclisse d'âme b	S 275	20,0	Effort Normal Max	229,4	0,0	OK

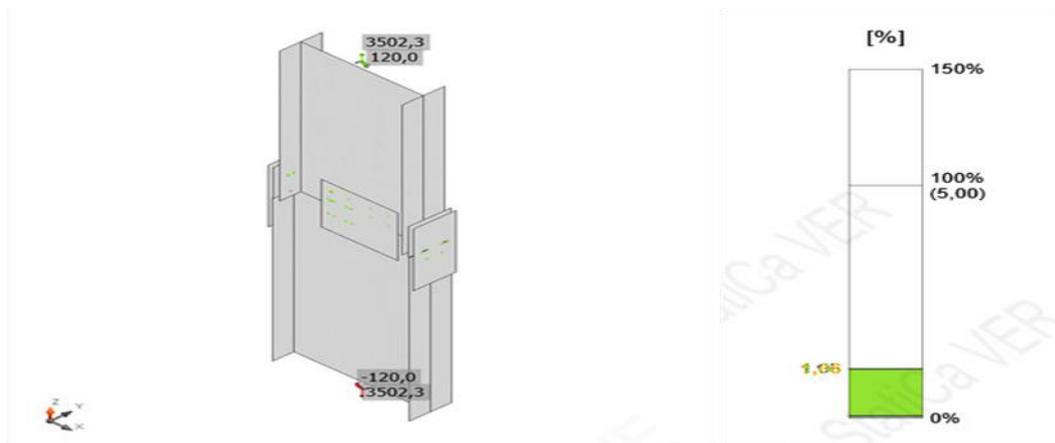


Fig VI.16 : vérification de déformation de l'effort normal Max.

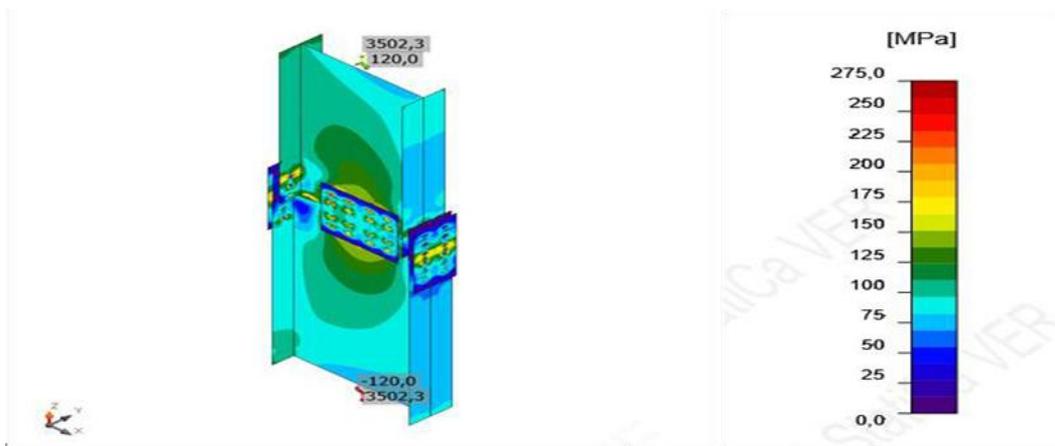


Fig VI.17 : contrainte équivalente de l'effort normal Max

b. Boulons

• Vérification de la résistance à la tension

$$F_{t,Rd} \geq F_t \rightarrow F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma M_2} = 330.5 \text{ kN} > F_t = 97 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la résistance par poinçonnement

$$B_{p,Rd} \geq F_t \rightarrow B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma M_2} = 785 \text{ kN} > F_t = 97 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de la résistance au cisaillement

$$F_{b,Rd} \geq V \rightarrow F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma M_2} = 183.6 \text{ kN} > F_t = 140.9 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de la résistance à la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} \geq V \rightarrow F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma M_2} = 580.5 \text{ kN} > F_t = 137.3 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Interaction de la tension et du cisaillement

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 97.7\%$$

- Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 29.4\%$$

- Utilisation en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 76.6\%$$

Tab VI.21 : Données de conception.

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M30 10.9 - 1	403,9	854,1	224,4
M27 10.9 - 2	330,5	785,0	183,6
M27 10.9 - 3	330,5	628,0	183,6

Tab VI.22: longueur de serrage de boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M30 10.9	110	6
M27 10.9	61	12
M27 10.9	110	6
M27 10.9	59	16

c. Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

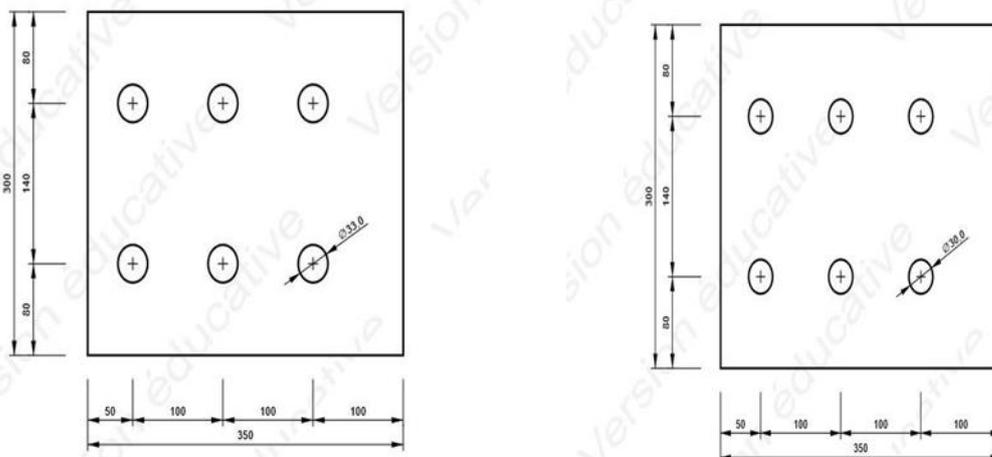


Fig VI.18 : platines d'ajustassions '1' et '2'.

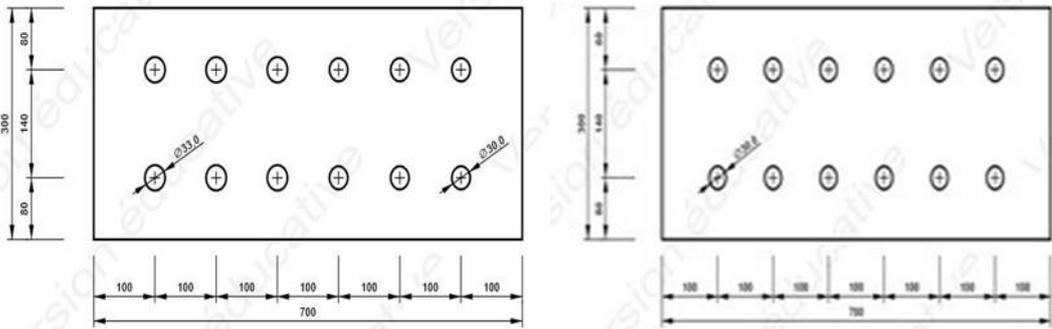


Fig VI.19 : Eclisse de semelle 1 et 2.

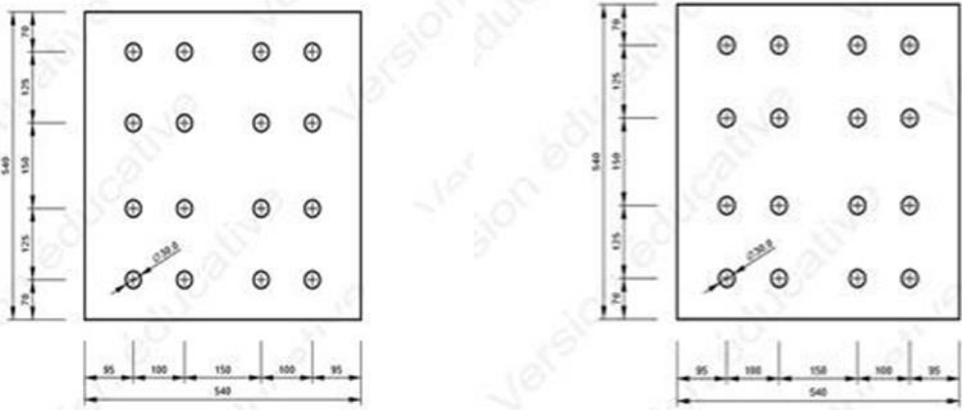
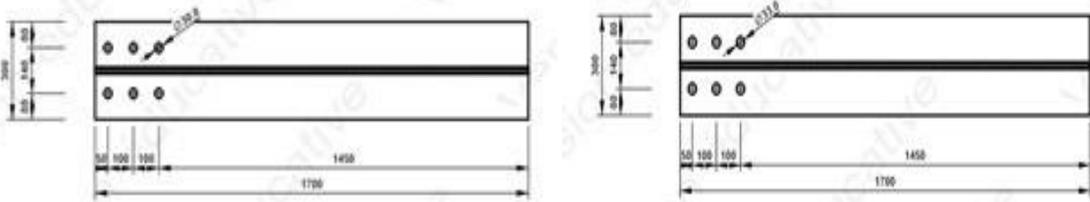


Fig VI.20 : Eclisse d'âme 'a' et 'b'.



Semelle supérieure 1

Semelle inférieure 1

Fig VI.21: haut HEB 900 (semelles)

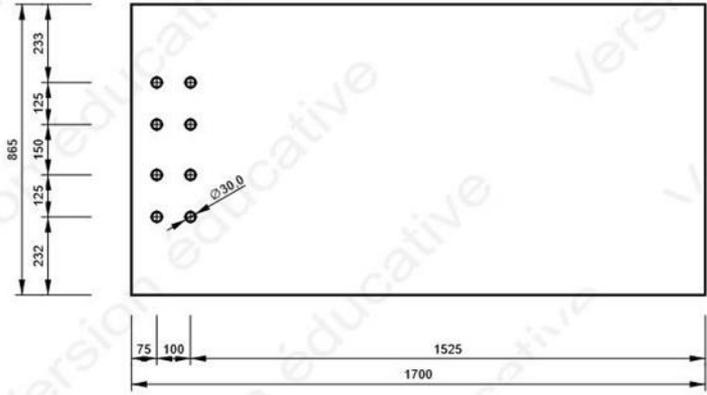


Fig VI.22 : haut HEB 900 (âme 1)

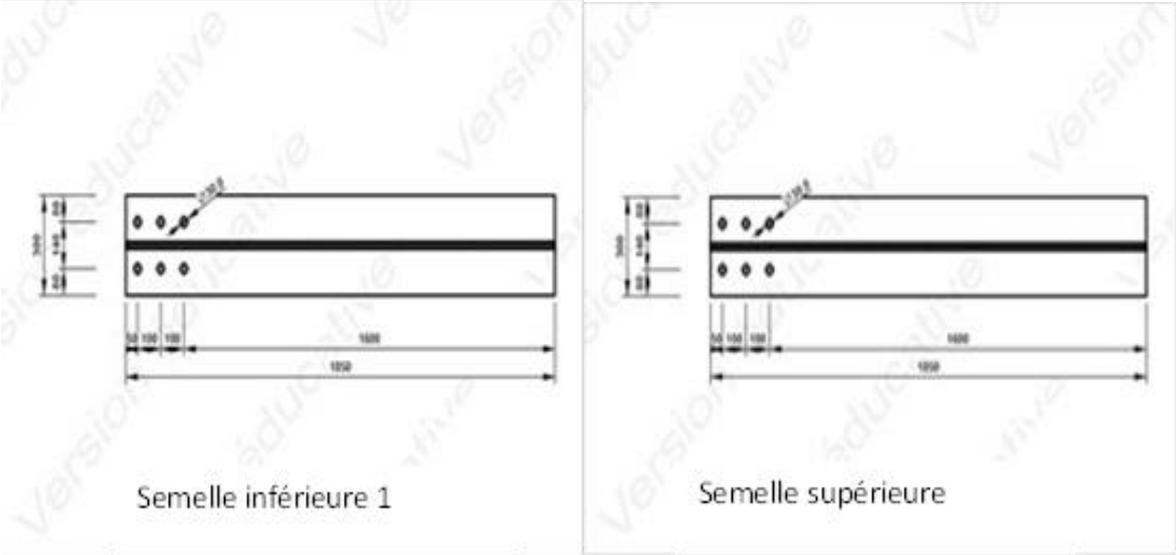


Fig VI.23 : Bas HEB 1000 (semelle)

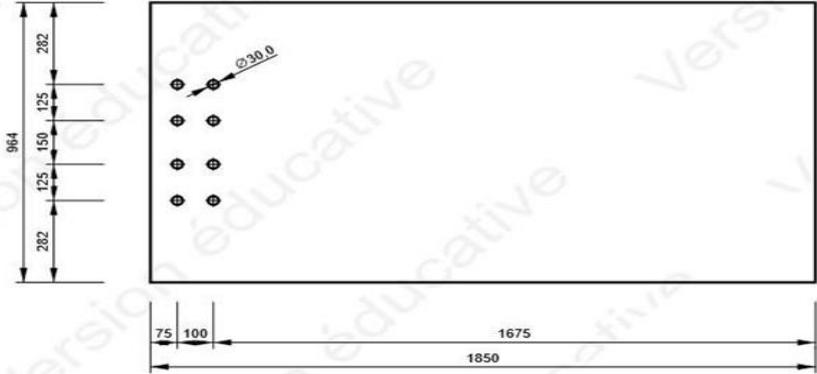


Fig VI.24 : Bas HEB 1000 (âme 1)

Chapitre VII
Etude
d'infrastructure

VII.1. Voile périphérique

VII.1.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.1.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'**article 10.1.2**.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
Epaisseur $e \geq 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B Section du voile.

VII.1.3. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 3.23$ m ; $L_y = 8$ m.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile ($H = 3,4 \text{ m}$).

$$\varphi = 19,1 \Rightarrow A = f(\varphi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,507$$

$$\text{Donc } q = A \cdot \gamma \cdot H = \frac{29,48kN}{ml} \Rightarrow q_u = 1,35q = 39,79kN/ml.$$

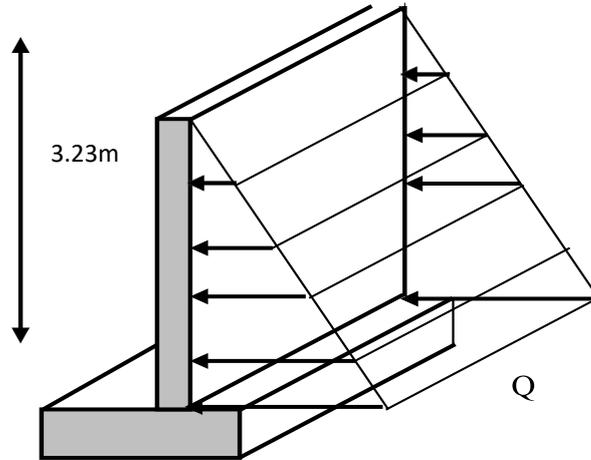


Fig VII.1 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

VII.1.4 Effort dans la dalle

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,23}{8} = 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,102 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 42,43kN \cdot m \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 10,61kN \cdot m \end{cases}$$

$$\text{-Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 36,07kN \cdot m \\ M_{ty} = 0,85M_y = 9,02kN \cdot m \end{cases}$$

$$\text{-Moment sur appuis : } \begin{cases} \text{Appui de rive: } M_a = -0,3M_x = 12,73kN \cdot m \\ \text{Appui intermédiaire: } M_a = -0,5M_x = -21,22kN \cdot m \end{cases}$$

VII.1.5. Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Tab VII.1 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	36,07	0,079	0	0,103	17,26	6,91	8HA12	9,05	25
	y-y	9,02	0,020	0	0,025	17,82	1,67	4HA10	3,14	25
Appuis de rive	x-x	12,73	0,028	0	0,036	15,41	2,73	4HA10	3,14	25

Appui intermédiaire	x-x	21.22	0.046	0	0.059	17.58	3.99	6HA10	4.71	25
----------------------------	-----	-------	-------	---	-------	-------	------	-------	------	----

VII.1.6. Conditions exigées par le RPA99/version2003

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **8HA10/ml** soit $A_s=6,28\text{cm}^2/\text{ml}$. Avec $S_t=10\text{cm}$.

VII.1.7. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm

($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE500

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \left[3 - \frac{3.25}{8} \right] \frac{100 \times 18}{2} = 1.87 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 18 = 1.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• En travée :

$$A_x = 9.05 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1.87 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

• Sur appuis :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.87 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_y = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.1.8. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28}$

$$\left. \begin{aligned} T_x &= \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 71.104 \text{ kN} \\ T_y &= \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 42.83 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \rightarrow T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 71.104 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{71.104 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.39 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.1.9. Vérification à l'ELS**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.4 \begin{cases} \mu_x = 0.105 \\ \mu_y = 0.332 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 32.29 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 10.72 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 27.45 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 9.112 \text{ kN.m} \end{cases}$

• Moment sur appuis : $\begin{cases} \text{Appui de rive : } M_a = -0.3M_x = -9.687 \text{ kN.m} \\ \text{Appui intermédiaire : } M_a = -0.5M_x = -16.15 \text{ kN.m} \end{cases}$

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{sr} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Tab VII.2 : vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	27.45	9.05	4,8	15	228.3	250	OK
	y-y	9.112	3.14	1.96	15	143.6	250	OK
Appuis de rive	x-x	9.687	3.14	2.23	15	155.3	250	OK
Appui intermédiaire	x-x	16.15	4.71	3.32	15	168.7	250	OK

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \rightarrow 1 > 0.045 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow 1 > 0.061 \text{ à } 0.037 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 4.99 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque :

1. Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à Uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre).
2. Les résultats de ferrailage trouvés nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

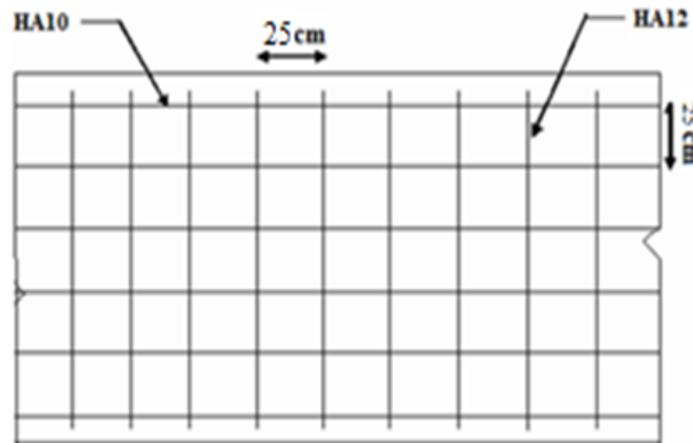


Fig VII.2 : ferrailage du voile périphérique (sens x-x)

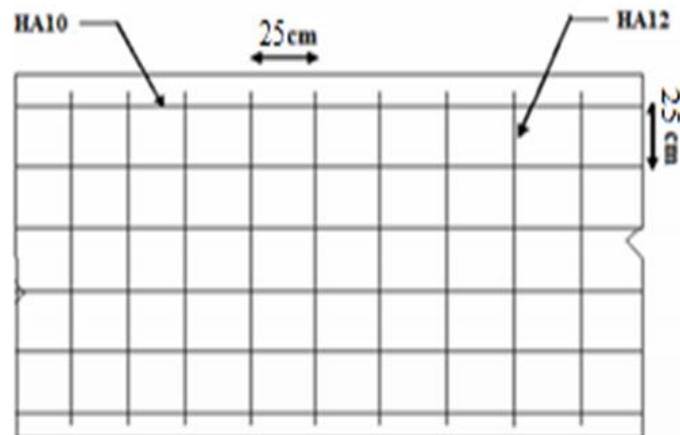


Fig VII.3 : ferrailage du voile périphérique (sens y-y)

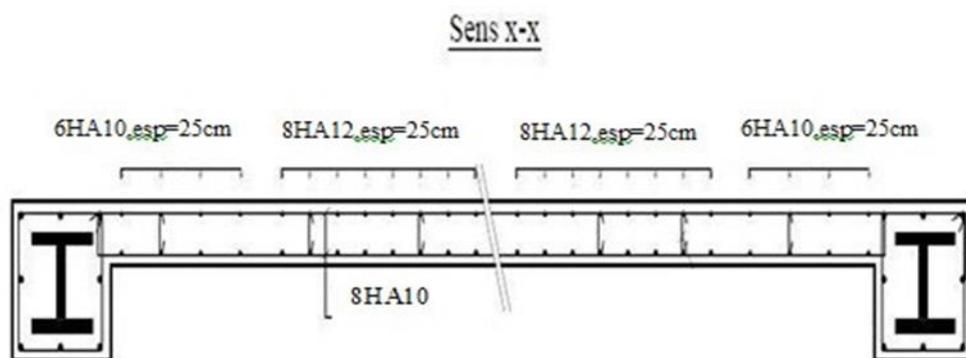


Fig VII.4 : ferrailage du voile périphérique

VII.2. Les poteaux mixtes

VII.2.1. Introduction

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes (circulaire et carrée).

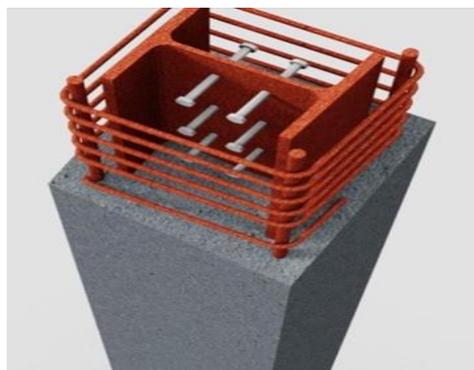


Fig VII.5 : Exemple de poteau mixte.

VII.2.2. Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton

❖ Remarque

Dans notre cas on va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliquée sur un poteau entièrement enrobé soumis à compression axiale.

VII.2.3 Condition d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- $0.2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5$
- $0.2 \leq \zeta = \left(\frac{A_a \times f_u}{\gamma_a} \right) \leq 0,9;$
- $\lambda \leq 2;$
- Pour la section totalement enrobée:
 - $40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4b_c$
 - $40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3h_c$

VII.2.3. Hypothèses de calculs

a. Pré dimensionnement de la section en béton

• Béton C25/30

$$A_s \geq 0.3\% A_{c.net}$$

$$A_s \leq 0.6\% A_{c.net}$$

$$A_s = 0.5\% A_{c.net}$$

• Enrobage

$$- 40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4b_c$$

$$- 40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3h_c$$

$$C_y = C_z = 100\text{mm}$$

Donc:

$$- h_c = 2 \cdot C_z + h_p = 2 \times 100 + 1000 \rightarrow h_c = 1200$$

$$- b_c = 2 \cdot C_y + b_p = 2 \times 100 + 300 \rightarrow b_c = 500$$

Le rapport : $0.2 \leq \frac{hc}{bc} \leq 5 \rightarrow 0.2 < 2.4 < 5 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Section des armatures**

$$A_s = 0.5\% A_{c.net} = 0.6\%[(1200 \times 500) - 40000] = 16.8\text{cm}^2$$

Le choix 10HA16 $\rightarrow A_s$ choisi = 20.11 cm²

Tab VII.3 : Caractéristiques géométrique.

Profilé laminé	Section	A _a [mm ²]	Matériau
	HEB100	40000	S275
Armatures	Section	A _s [mm ²]	C _y =C _z [mm]
	10HA16	2011	100
Béton	Section	E _c [MPa]	F _{ck} [MPa]
	h×b=1200×500	2380000	25

VII.2.5. Décente de charge

La décente de charge des 10 planches supérieurs et de niveau de la terrasse donne les valeurs effectives suivantes au sous-sol donné par logiciel **ROBOT Structural Analyse** :

$$N_{sd} = 6225.87 \text{ kN}$$

VII.2.6. Vérification de la résistance

a. Résistance plastique à la compression

$$N_{sd} \leq N_{pI.Rd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{A_c \times 0.85f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s} = 18604.2\text{kN}$$

$$N_{sd} = 6225.87\text{kN} \leq N_{pI.Rd} = 18604.2\text{kN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

b. Charge critique élastique de flambement

$$N_{sd} \leq N_{cr} = \frac{\pi^2(E_a \cdot I_a \times E_s \cdot I_s \times E_{sd} \cdot I_c)}{L^2}$$

Avec: $-I_a = 6.45 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

$$-I_s = 4.75 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$-I_c = 6.08 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$N_{sd} = 6225.87\text{kN} \leq N_{cr} = 328000\text{kN}$$

c. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

La méthode simplifiée n'est pas applicable si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée

- La section est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau
- Contribution du profilé à la résistance totale :

$$\delta = \frac{A_a \frac{f_y}{\gamma_a}}{N_{pl.Rd}} = 0.54 \rightarrow 0.2 < 0.54 < 0.9 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Elancement réduit :**

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rd}}{N_{cr}}} = 0.01 < 2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Rapport des aires de sections**

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{2011}{557989.38} = 0.36\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les quatre conditions sont vérifiées, donc la méthode simplifiée est applicable.

d. Vérification du voilement local

Pour le cas d'un profilé totalement enrobé, ce risque ne se présente pas.

e. Vérification de la résistance en compression centrée

$$N_{sd} \leq \chi \cdot N_{pl.Rd}$$

$$\lambda = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.34 \rightarrow \phi = 0.47 \rightarrow \chi = 1.07$$

$$N_{sd} = 6225.87\text{kN} \leq \chi \cdot N_{pl.Rd} = 27544.17\text{kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le poteau est stable.

VII.3. Fondation

VII.3.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

a. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

b. Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

C. Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VII.3.2. Calcul du radier

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier général nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

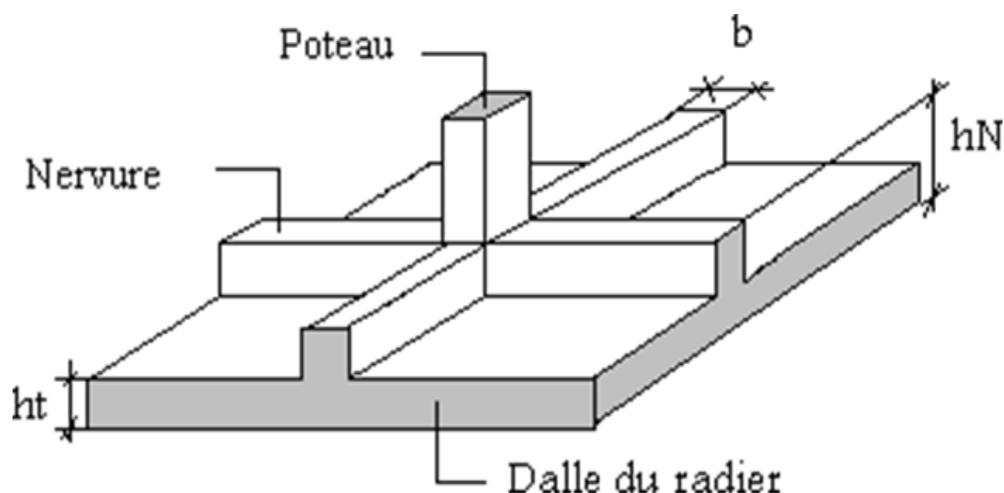


Fig VII.6 : surface nécessaire du radier.

VII.3.3. Pré dimensionnement du radier**a. Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

❖ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$\frac{800}{25} = 32\text{cm} \leq h_1 \leq \frac{800}{20} = 40\text{cm} \rightarrow h = 35\text{cm}$$

a. Dimensionnement des nervures**❖ Largeur de la nervure (Condition de coffrage)**

$$b > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{800}{10} = 80\text{cm}$$

Donc on opte : $b = 100\text{cm}$.

❖ La hauteur de nervure**• Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\frac{800}{15} = 53.33\text{cm} \leq h_N \leq \frac{800}{10} = 80\text{cm} \rightarrow h_N = 70\text{cm}$$

• Condition de la raideur

La nervure est rigide si : $\frac{\pi}{2} \cdot I_e \geq I_{\max}$

$$\text{Avec : } I_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B_{\text{SF}}K}}$$

E : Module de Young ($E = 20000\text{MPa}$),

K_{sol} : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$)

Pour notre cas $K = 4\text{kg/m}^3$ (densité moyenne)

b_{SF} : Largeur de la semelle ($b_{\text{SF}} = 1\text{m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$).

b_N : Largeur de la nervure ($b = 1\text{m}$)

On aura :

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K_{\text{sol}} \times b_{\text{SF}} \times l_{\max}^4}{E \times b_n \times \pi^4}} \rightarrow h_N \geq 1.59\text{m}$$

VII.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

Tab VII.4 : Caractéristiques géométrique du raider.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
14.91	12.94	75245.25	47674.9

VII.3.5. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_R} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : la plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_R : effort normal de la structure.

B : la largeur du radier.

$$N_R = N_{\text{structure}} + N_{\text{radier}} = 298830.27 + (25 \times 14002.8 \times 0.4) = 438858.27kN.$$

$$M_{Rx} = M_x + V_x \cdot h = 28456.52kN \cdot m$$

$$M_{Ry} = M_y + V_y \cdot h = 728504.73kN \cdot m$$

$$e_{0x} = \frac{28456.52}{438858.27} = 0.64 \leq \frac{24.5}{4} = 6.12 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$e_{0y} = \frac{728504.73}{438858.27} = 1.66 \leq \frac{44.5}{4} = 11.12 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le bâtiment est stable.

VII.3.6. Calcul des contraintes

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_{ser} = 167086.87 \text{ kN}$$

$$S_{rad} = 1400.33 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 119.32 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_R}{I} X_G ; \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_R}{I} Y_G$$

Avec : - σ_1 : contrainte maximale du sol.

- σ_2 : contrainte minimale du sol.

- si $\sigma_2 > 0$: la répartition est trapézoïdale ; $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$
- si $\sigma_2 = 0$: la répartition est triangulaire ; $\sigma_2 \leq 1.33\sigma_{sol}$

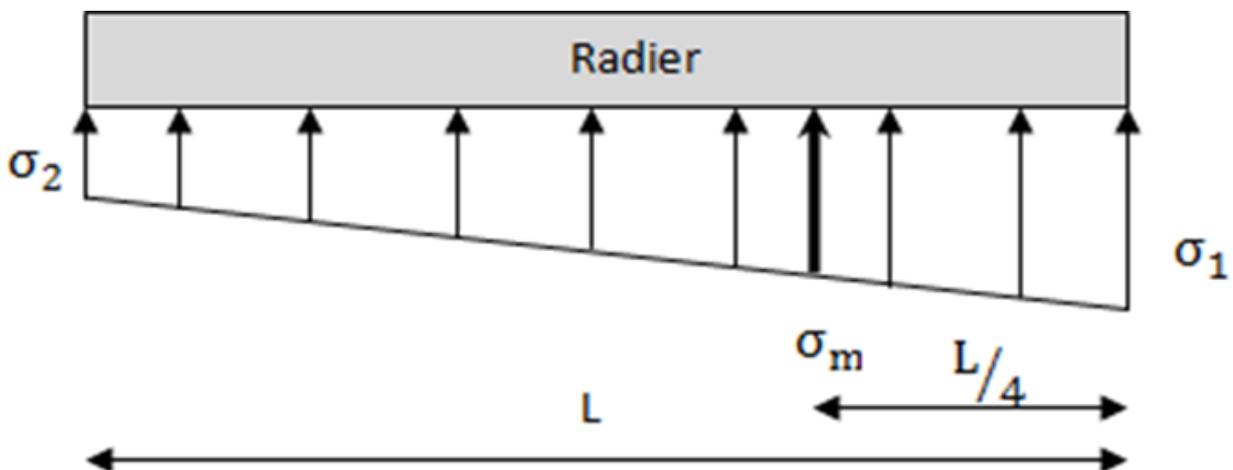


Fig VII.7 : surface nécessaire du radier.

Tab VII.5 : Contrainte 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	191.38	183.94	189.52
Sens y-y	223.9	212.24	221
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$ = 266

Tab VII.6 : Contrainte 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	175.71	160.04	171.79
Sens y-y	208.32	196.57	205.38
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens à l'ELU et l'ELS, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

$$\text{ELU : } \sigma_u = 221 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = 205.4 \text{ qrkN/m}^2$$

VII.3.7. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé. Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier**❖ Valeur de la pression sous radier**

$$\text{ELU} : q_u = 1\text{m} \cdot \sigma_u = 221 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = 1\text{m} \cdot \sigma_{\text{ser}} = 205.4 \text{ qrkN/m}^2$$

❖ Calcul des moments

Si $0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

$$M_x = \mu_x \cdot q L_x^2 \rightarrow \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• Panneau de rive (plus sollicité).

$$\text{- Moment en travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{- Moment sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$$

$$\text{- } M_0 \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Tab VII.7 : Calcul des moments.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
ELU	8	8	1	0.037	1	221.52	188.29	221.52	188.29	110.76
ELS	8	8	1	0.037	1	205.57	174.73	205.57	174.73	102.79

❖ Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=35\text{cm} \\ d=0,9h=31.5\text{cm}.$$

Tab VII.8 : ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	188.29	15.89	8HA16	16.08
	y-y	87.06	7.12	8HA14	12.32
Appui	x-x	110.56	9.13	8HA14	12.32
	y-y				

b. Vérifications nécessaires❖ **Espacement**

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (140\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

Sens x-x:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{on opte: } S_t = 10\text{cm}$$

Sens-y-y :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{on opte: } S_t = 15\text{cm}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.34\text{cm}^2 < 12.32\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS****Tab VII.9** : Vérification des contraintes

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s	Vérification
Travée	X-X	174.73	16.08	9.84	15	224.01	201.6	Non
	y-y	174.73	16.08	9.84	15	224.01	201.6	Non
Appuis	X-X	102.79	12.32	6.39	15	113.32	201.6	Oui
	y-y							

N.B : les contraintes dépassent les valeurs admissibles, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

Tab VII.10 : Vérification des contraintes du nouveau choix.

	Sens	Mser (kNm)	Choix	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	X-X	174.73	8HA20	25.13	6.98	15	194.81	201.6	Non
	y-y	174.73	8HA20	25.13	6.98	15	194.81	201.6	Non
Appuis	X-X	102.79	7HA16	12.32	6.08	15	165.74	201.6	Oui
	y-y								

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = 430.95\text{kN} \rightarrow \tau_u = 1.20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.3.8. Ferrailage des nervures

a. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a: } M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

b. Calcul de ferrailage

$h_N = 160\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$; $d = 144\text{ cm}$; $A_s^{\min} = 0.5\%b \cdot h$

❖ Sens-y-y

$P_u = 221\text{ kN}$.

$L_y = 8\text{ m}$.

Tab VII.11 : Ferrailage des nervures (y-y).

	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	684.71	0.023	0.029	142.30	13.82	8HA20	25.13
Appuis	402.77	0.014	0.017	143	8.10	8HA16	16.08

❖ Sens x-x

$$P_u = 221 \text{ kN.}$$

$$L_x = 3.9 \text{ m.}$$

Tab VII.12 : Ferrailage des nervures (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	357.15	0.012	0.015	143.12	7.17	6HA14	9.24
Appuis	210.1	0.007	0.0089	143.48	4.21	3HA14	4.62

c. Vérifications nécessaires

❖ Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 17.39 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

$$P_{\text{ser}} = 205.4 \text{ kN.}$$

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

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

Tab VII.13 : Vérification des contraintes

Nervures	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens X	Travée	636.38	25.13	3.30	15	162.76	201.6	OK
	Appui	374.34	16.08	2.94	15	134.41	201.6	OK
Sens Y	Travée	331.94	9.24	2.34	15	117.38	201.6	OK
	Appui	195.26	4.62	1.64	15	70	201.6	OK

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = 430.95 \text{ kN} \rightarrow \tau_u = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales

• **BAEL 91 modifié99**

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tjK}}{0.8f_e}; K = 1 \text{ pas de reprise bétonage}$$

• **RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = 15\text{cm} \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 25\text{cm} \dots \dots \text{zone courante}$$

	Section	Sens	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm²)	Choix des armatures	At (cm²)
Nervures	60x125	Porteur	Courante	25	1,0	4,5	7HA10	5,5
			Nodale	15		2,7	7HA10	5,5
		Non porteur	Courante	25		4,5	6HA10	4,71
			Nodale	15		2,7	6HA10	4,71

Tab VII.14 : choix des armatures transversales

❖ **Armatures de peau**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas : h = 160 cm

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 160 = 4.80 \text{ cm}^2$$

On opte : 6HA12 → Ap = 6.79 cm².

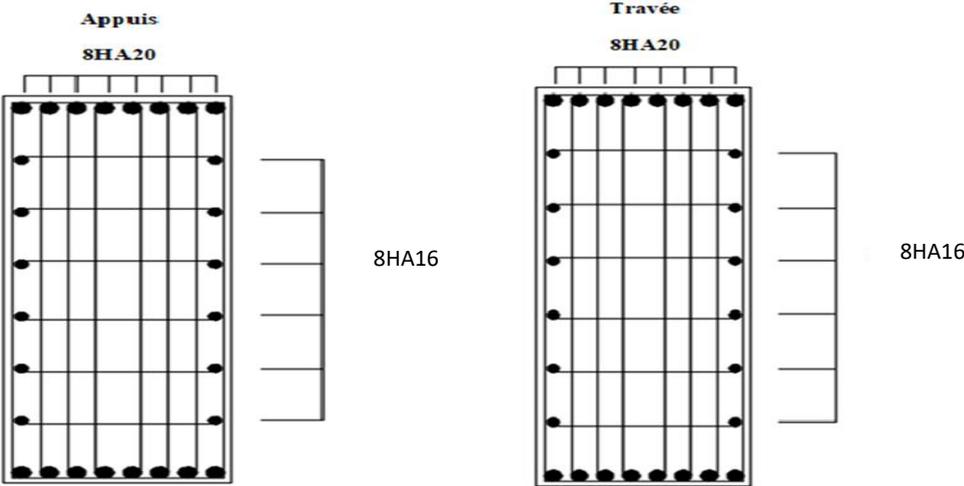


Fig VII.8 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y-y.

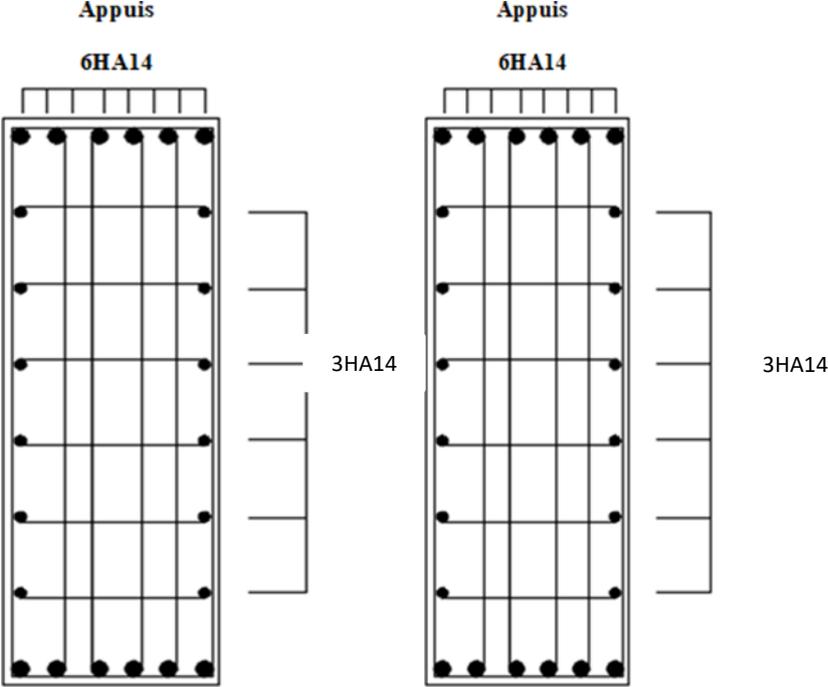


Fig VII.9 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x-x

Chapitre VIII

Etude des éléments secondaires

VIII.1. Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère.

VIII.2. Etude des escaliers :**VIII.2.1. Introduction :**

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

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

VIII.2.2 Choix des dimensions :

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

- H : hauteur de la marche $16.5 \text{ cm} \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$; on prend **$H = 17 \text{ cm}$**
- G (giron) : Largeur de la marche $27 \text{ cm} \leq G \leq 30 \text{ cm}$; on prend **$G = 27 \text{ cm}$**
- h : hauteur d'étage : **$h = 4.08 \text{ m}$**

$$60 \leq 2H + G \leq 64 \rightarrow 60 \leq 61 \leq 64 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{D'où } N \text{ (nombre de marches)} = \frac{h}{H} \rightarrow N = \frac{408}{17} \rightarrow \text{N} = \mathbf{24 \text{ marches par niveau}}$$

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

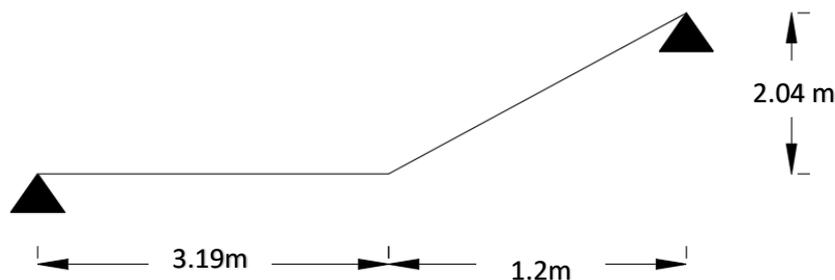
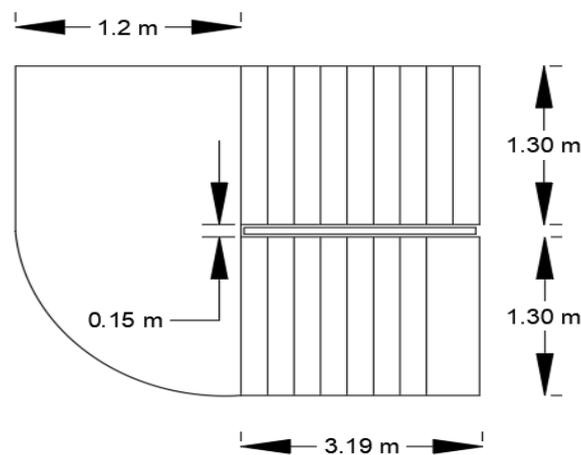


Figure VIII.1 : Schéma illustrant des escaliers.**Figure VIII.2 :** Vue en plan de l'escalier.**VIII.2.3 Dimensionnement des limons :**

➤ Evaluation des charges : [7]

- Tôle striée ($e = 0.5 \text{ cm}$) : $0.005 \times 78.5 = 0.47 \text{ kN/m}^2$
- Béton ($e = 7 \text{ cm}$) : $0.07 \times 25 = 1.75 \text{ kN/m}^2$
- Chappe : 0.4 kN/m^2
- Grés cérame : 0.28 kN/m^2
- Garde-corps : 1 kN/ml

$$\rightarrow G = 2.9 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q_{\text{esq}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul de l'angle :

$$\tan \alpha = \frac{2.04}{1.2} \rightarrow \tan \alpha = 1.7 \rightarrow \alpha = 59.53^\circ$$

➤ Charges revenant au limon :

$$G_1 = 2.9 \times \frac{1.3}{2} + 1 \rightarrow G_1 = 2.88 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = 2.9 \times \frac{1.3}{2} \rightarrow G_2 = 1.88 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times \frac{1.3}{2} \rightarrow Q = 1.62 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser } 1} = 2.88 + 1.62 \rightarrow Q_{\text{ser } 1} = 4.5 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser } 2} = 1.88 + 1.62 \rightarrow Q_{\text{ser } 2} = 3.5 \text{ kN/ml}$$

La figure ci-dessous montre la charge revenant au limon :

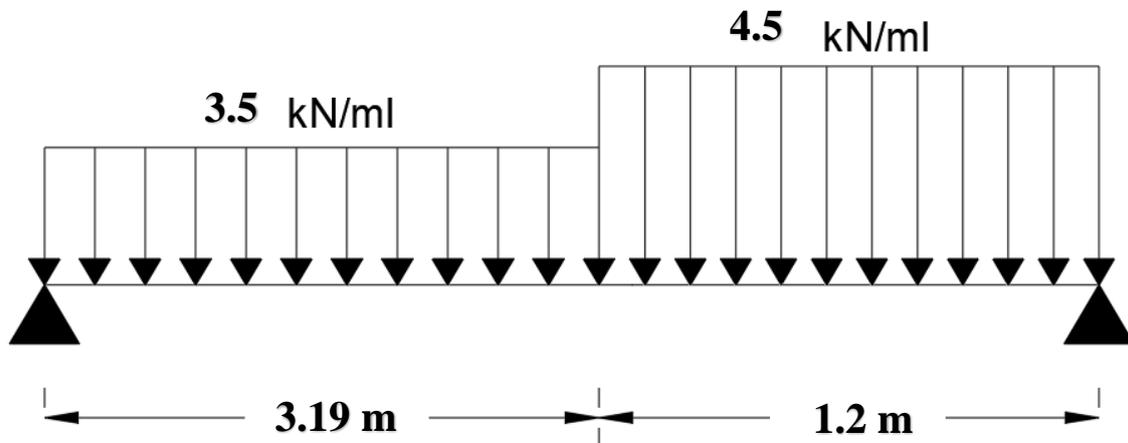


Figure VIII.3 : Schéma statique de l'escalier.

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

$$Q_{\text{eq}} = \max(Q_{\text{ser } 1} ; Q_{\text{ser } 2}) \rightarrow Q_{\text{eq}} = 4.5 \text{ kN/ml}$$

- **Dimensionnement par la condition de la flèche :**

$$L = 4.39 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 4.5 \times 4390^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 590.15 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on prend un UPN 160 $\Rightarrow I_y = 925 \text{ cm}^4$

- Les combinaisons des charges :

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

$$\rightarrow q_u = 7.85 \text{ Kn/ml}$$

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

$$\rightarrow q_{\text{ser}} = 5.54 \text{ Kn/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant : [1]**

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{\text{sd}} = \frac{7.85 \times 4.39^2}{8} \rightarrow M_{\text{sd}} = 18.91 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = \frac{103 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = 25.75 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{7.85 \times 4.39}{2} \rightarrow V_{sd} = 17.23 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{10.41 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 150.25 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 17.23 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 150.25 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 150.25 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 75.12 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 17.23 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 75.12 \text{ Kn} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant}$$

- **Vérification de la flèche : [1]**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{5.54 \times 4390^4}{2.1 \times 10^5 \times 925 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 13.79 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{4390}{250} \Rightarrow f_{adm} = 17.56 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 13.79 \text{ mm} < f_{adm} = 17.57 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.4 Dimensionnement de la cornière de marche :

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où $I_y = 2I_y$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation. On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

- **Dimensionnement :**

Condition de la flèche à l'ELS :

$$G_{marche} = 2.9 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.39 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{marche} = 2.5 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.34 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.73 \text{ Kn/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.73 \times 1300^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 2.48 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à aile égale L50x50x6

$$I_y = I_z = 12.84 \text{ cm}^4 ; G_{L50} = 4.47 \text{ KG/ml}$$

$$W_{el,y} = W_{pl,y} = 3.61 \text{ cm}^3$$

$$Q_u = 1.35 (G_{marche} + G_{L50}) + 1.5 Q_{marche} = 1.1 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant : [1]**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.1 \times 1.9^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 0.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{3.61 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 0.9 \text{ kN.m}$$

→ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.1 \times 1}{2} \rightarrow V_{sd} = 0.55 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\tau = 34.36 \text{ kN} < \tau' = 158.77 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VIII.2.5. Dimensionnement de la poutre palière :

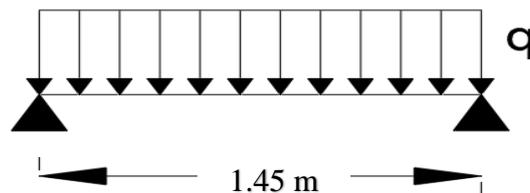


Figure VIII.4 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Les charges revenant sur la poutre :**

$$\text{Charge des cloisons} : 2.04 \times 1 = 2.04 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge revenant du palier} : 2.9 \times \frac{1.2}{2} = 1.74 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation} : 2.5 \times \frac{1.2}{2} = 1.5 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 2.04 + 1.74 + 1.5 \rightarrow Q_{ser} = 5.28 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1.35(2.04 + 1.74) + 1.5(1.5) \rightarrow Q_u = 7.35 \text{ kN/ml}$$

- **Condition de la flèche :**

$$I_y \geq \frac{5 \times 5.28 \times 1450^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 24.95 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE 120 $\rightarrow I_y = 317.8 \text{ cm}^4$

$$G_p = 0.10 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.10 + 7.35 = 7.48 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{7.48 \times 1.45^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 1.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{60.73 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 15.18 \text{ kN.m}$$

\rightarrow Condition vérifiée

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

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{7.48 \times 1.45}{2} \rightarrow V_{sd} = 5.42 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{6.31 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 9.10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 5.42 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 9.10 \text{ kN}$$

\rightarrow Condition vérifiée

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 202.07 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 101.03 \text{ kN}$$

VIII.3. Etude de l'acrotère :

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

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

VIII.3.1. Evaluation de charge : [7]

- Charge permanente : Le poids total de l'acrotère **G=2,29 kN/m.**
- Charge d'exploitation : La charge d'exploitation de la main courante : **Q=1,0kN/m.**

- L'action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$: D'après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$].

C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,29$ kN].

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

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,29$ kN/ml et $Q_h=1,832$ kN/ml

VIII.3.2. Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25$ MPa ; $\sigma_{bc}=15$ MPa ; $c=c'=2$ cm ; $f_e=500$ MPa

$M_u = 1,64$ kN.m ; $T_u = 2,74$ kN ; $N_u = 3,09$ kN

➤ Armatures principales:

- **Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,0169$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4341 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VIII.3.3. Vérification du ferrailage de l'acrotère :

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

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1\text{cm}^2; 0,88\text{cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **4T10** = 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 20\text{cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25 \} \rightarrow 20 \leq 20 ; 25 \} \Rightarrow Ok$$

- Armatures de répartition :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,42 \text{ cm}^2$$

On a choisi **4T10** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$, On prend $S = 18 \text{ cm}$

VIII.3.4. Vérification à l'ELS :

Tableau VIII.1 : Les vérifications de l'acrotère à l'ELS.

Contrainte du béton		Contrainte de l'acier		
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ'_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
0,68MPa	15MPa	7,3 MPa	1,2 MPa	250MPa
OK		OK		

VIII.3.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0343\text{MPa}$$

$$< \bar{\tau}_u \dots \dots OK$$

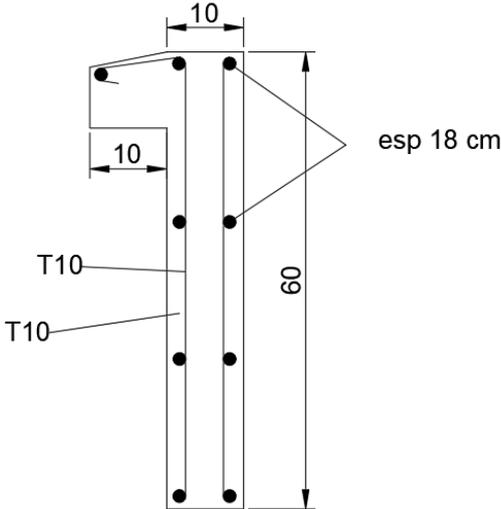


Figure VIII.5 : Ferrailage de l’acrotère.

Conclusion

générale

Conclusion Générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail a pour l'objective de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fasse une bonne étude "un Ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé".

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale ; on a modélisé la structure en utilisant le logiciel « **Autodesk Robot structural analysis 2019** ». Après plusieurs tâtonnements et pour arriver à un model final vérifié on a opté des palées de stabilité en V.

- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure ; le calcul des assemblages est fait par le logiciel « **Autodesk Robot structural analysis 2019** » et « **IDEA Statica 10** ».

- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : **Eurocode III et IV, L'Eurocode IX, CCM97, RPA99 etc.**

- Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le **règlement neige & vent 2013 « RNV 2013 »** est utilisé pour calculer la pression due au vent.

- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir

Des éléments de grandes portées.

- Utilisation de l'outil informatique (logiciel **ROBOT, AUTOCAD, Microsoft Excel**) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps et facilite l'étude de la structure.

Références bibliographique

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées 2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- [2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [3] EUROCODE 3. Simple Joints to Eurocode 3 Joints in steel construction: 2011.
- [4] D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- [5] Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [6] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [7] EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- [8] EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- [9] Règlement Neige et Vent (RNV2013).
- [10] CONCEPTION DES Assemblages SELON EC 3 ; Mr. AMRAR abdelaziz.
- [11] Livre 'Cours en charpente métallique I (selon le règlement algérien EC3), BARAKA Abdelhak
- [12] Livre 'calcul des éléments de construction métalliques (selon l'Eurocode 3), DAHMANI lahlou
- [13] Cours charpente métallique (4ème année) ; Mr. MENNADI.
- [14] Cours « Calcul des planchers mixtes » selon EC3 et EC4 ; Mr. SETHI

ANNEXE I

Annexe A

- Fiche technique sikafill :

Sikafill peut être appliqué sur de nombreux supports

Béton et Mortier

Fibres-ciment

Briques

Tuiles

Pierre

Acier galvanisé

Avantages

- Empêche la pénétration des eaux de pluie tout en laissant « respirer » le support.
- Tenue aux intempéries, au vieillissement, à l'action prolongée du gel et des U.V.
- Elasticité : conserve une excellente souplesse.
- Résiste à la micro-fissuration du support.
- Adhère sur de nombreux supports.
- Application facile et propre.
- Sans solvant.

BUILDING TRUST

SIKAFILL®

Revêtement souple de protection contre les intempéries

Conditionnement

- Seau de 5 kg

Couleurs

Blanc ● Terre Cuivrée

Conservation

- Dépend de la porosité et de la rigidité du support.
- Sur béton: 0,800 à 1,2 kg/m² en deux couches.

Séchage (à 20°C à l'ère indicatif)

Non possible	Sec	Remarquable
2-3 heures	5-6 heures	24 heures

Sika Et Soudure

38, avenue de Lausanne
4101 Prévessin - France
Tél. 03 44 33 44 44
Fax 03 44 33 22 38
Web: www.sika.com
Contact: sika@semp.fr

SIKAFILL®

Un moyen d'imperméabilisation durable, facile, simple et propre

BUILDING TRUST

Conditions d'application

- Les supports doivent être propres, secs, débarrassés de toutes parties non adhésives (grasses, huiles, résidus peints...)
- Les supports synthétiques (PVC, polyuréthane) seront légèrement ponçés afin de créer une micro-rugosité.
- Les supports métalliques seront soigneusement dégraissés.
- Les isolations ou terrasses doivent avoir une pente correcte pour le drainage.
- Sikafill ne peut pas être en contact permanent avec l'eau ou l'humidité.
- Ne pas appliquer par temps de pluie, de gel ou sous très forte chaleur (température maximale d'application: + 35° C)

Domaines d'application

- Protection des façades contre les infiltrations d'eau de ruissellement.
- Étanchéité des toitures.
- Réparation de toiles, de gouttières en zinc ou PVC.
- Portage des joints et fissures.

Mise en œuvre

- Mélanger le produit manuellement jusqu'à ce qu'il soit homogène.
- Le SIKAFILL est vendu prêt à l'emploi. Le produit doit être appliqué par à l'aide d'un rouleau.
- La couche d'imperméabilisation (sur béton ou mortier) dans un respect propre doit être de 10 à 20 % d'épaisseur.
- Avec un rouleau ou une brosse, étendre le produit sur la surface comme précisé.
- Laisser sécher la couche d'appât (environ 2 heures) puis appliquer un minimum de deux couches de Sikafill non diluées. Avant d'appliquer une couche sur la précédente, vérifier que la précédente est complètement sèche.

Imperméabilisation de nouvelles toitures

Peut être utilisé pour réparer ou compléter les systèmes existants de l'imperméabilisation

ANNEXE I

Annexe B

- Fiche technique plancher technique

⇒ CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES		DT 30		DT 40		DTBC 30		DTBC 40		DTB 30	DTB 40	OPTICAL
SÉRIE (NF)		100 x 100 x 13 mm		100 x 100 mm		100 x 100 x 13 mm		100 x 100 x 13 mm		100 x 100 x 13 mm	100 x 100 x 13 mm	100 x 100 x 13 mm
	forme surface	lisse		lisse ou avec rebords sauto		lisse		lisse ou avec rebords sauto		lisse	lisse	100 x 100 x 13 mm
EFFORT CONCRÈTE EN MILLIÉLÉONS (kg)	Appuyant (sans barre)	280	320	250	310	400	340	250	320	370	340	280
	T0.4 (30 x 30 x 13 mm)	250	290	400	250	400	410	250	290	400	410	-
	T0.7 (30 x 30 x 7 mm)	400	390	450	540	710	450	600	590	710	450	590
EFFORT CONCRÈTE AU CENTRE DE LA DALLE (kg)	Appuyant (sans barre)	400	390	370	360	340	330	290	280	350	340	220
	T0.4 (30 x 30 x 13 mm)	450	330	410	310	470	340	430	330	470	340	-
	T0.7 (30 x 30 x 7 mm)	650	540	600	540	610	520	650	520	610	520	390
charge élastique (kg)	Appuyant (sans barre)	140	130	130	130	220	200	120	110	160	150	-
surface usée (mm ²)	CLASSE*	1A (D13C)		1A (D13C)		/		1A (D13C)		/		1A (D13C)
		/		/		/		1A (D13C)		/		/

Certification NF EN 12825 en cours

⇒ DÉFINITION DE LA NORME NF EN 12825

- **Charge de rupture** : valeur maximum de l'effort appliqué lors de la rupture de l'élément pendant l'essai de charge de rupture.
- **Charge admissible** : charge égale au quotient de la charge de rupture divisée par coefficient de sécurité. La charge admissible est parfois appelée "charge d'utilisation" ou "charge normale".

Le coefficient de sécurité utilisé par DALTEC et la plupart des constructeurs est de 2.

CLASSE DE LA CHARGE	CLASSE						CLASSE DE LA FLÈCHE	FLÈCHE MAXIMALE
	1	2	3	4	5	6	A la + correspond	2,5 mm
CHARGE DE RUPTURE	> 4 kN	> 6 kN	> 8 kN	> 9 kN	> 10 kN	> 12 kN	B	3 mm
CHARGE ADMISSIBLE	> 2 kN	> 3 kN	> 4 kN	> 4,5 kN	> 5 kN	> 6 kN	C la - correspond	4 mm

Avant rupture, l'élément doit avoir supporté la charge de rupture correspondante à sa classe donnée dans les colonnes ci-dessus.

Lorsque la charge appliquée est égale à la charge admissible, la flèche mesurée ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessus.

⇒ Selon la norme NF 6701 • Certificat CTR N° 075.N.0022 - 076.N.0022 • Toutes les dalles DT et DTB sont classées W1 côté joint • Optical est classé M0 (N° 04.01.01) - SA 01.020

* Selon la norme européenne NF EN 12825 • Certificat 2008-453-1 • Résistance électrique transversale comprise entre 1 x 10¹² et 10¹³ ohm selon la qualité du revêtement et la conception de la dalle selon NF 6701 partie C • Coefficient d'adhésion des dalles DALTEC, voir série W et DT 040 selon la hauteur de joint et du revêtement utilisé

ANNEXE I

Annexe C

- Fiche technique tôle Hi-bond 55



Tôles pour plancher collaborant

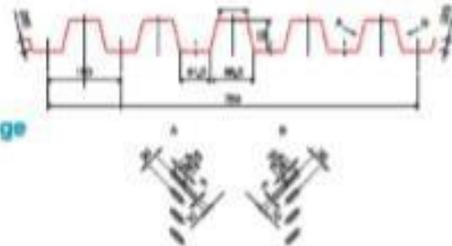
Hi-Bond 55

Identification

Ép. t en cm	Massa en kg/m ²
0,75	8,98
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Massa en kg/m ²
0,75	8,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,18



Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie I en cm ⁴	Module de résistance I _v	I _v
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,32	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 tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{mm} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'armatures éventuelle.

ACIER



Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entrées

Épaisseur Plancher t en cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	XX	XXX	XXXX	F*Y												
10	2,70	3,80	3,70	3,35	2,85	3,80	3,50	3,80	2,95	3,90	3,65	3,97	3,14	4,18	3,95	4,20
11	2,80	3,48	3,32	3,15	2,74	3,60	3,30	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,05	3,73	4,06
12	2,51	3,35	3,11	2,95	2,85	3,04	3,25	3,35	2,75	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,25	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,75	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,25	3,02	2,95	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,59
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,30	3,09	3,02	2,63	3,50	3,25	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,89	2,60	2,43	3,25	3,01	2,89	2,57	3,40	3,19	3,39
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	3,35	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	2,68	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,05	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,65	2,41	3,27	3,02	2,95
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,58	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,75	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italiques, l'étalement du plancher est supérieur à 20.

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.



Saï SES (Steel Export Service)
Route de Média • Chemin Barbesse • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21
Mails : 05 54 50 30 63/ 64/ 65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
Site Web : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



ANNEXE I

Annexe D

- **Description du logiciel IDEA STATICA**

Vu la complexité dès l'assemblage, on a opté pour un logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA.



Ce logiciel nous aidera à concevoir et à vérifier le code d'une nouvelle connexion. Le choix de la classe de la topologie et de la conception à partir de modèles prédéfinis qui nous permet de définir certaines types de connexion en quelques secondes. Tous les articles sont disponibles dans les codes EC, AISC et CISC.

ANNEXE I

Annexe E

ORGANIGRAMME -1- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L. U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

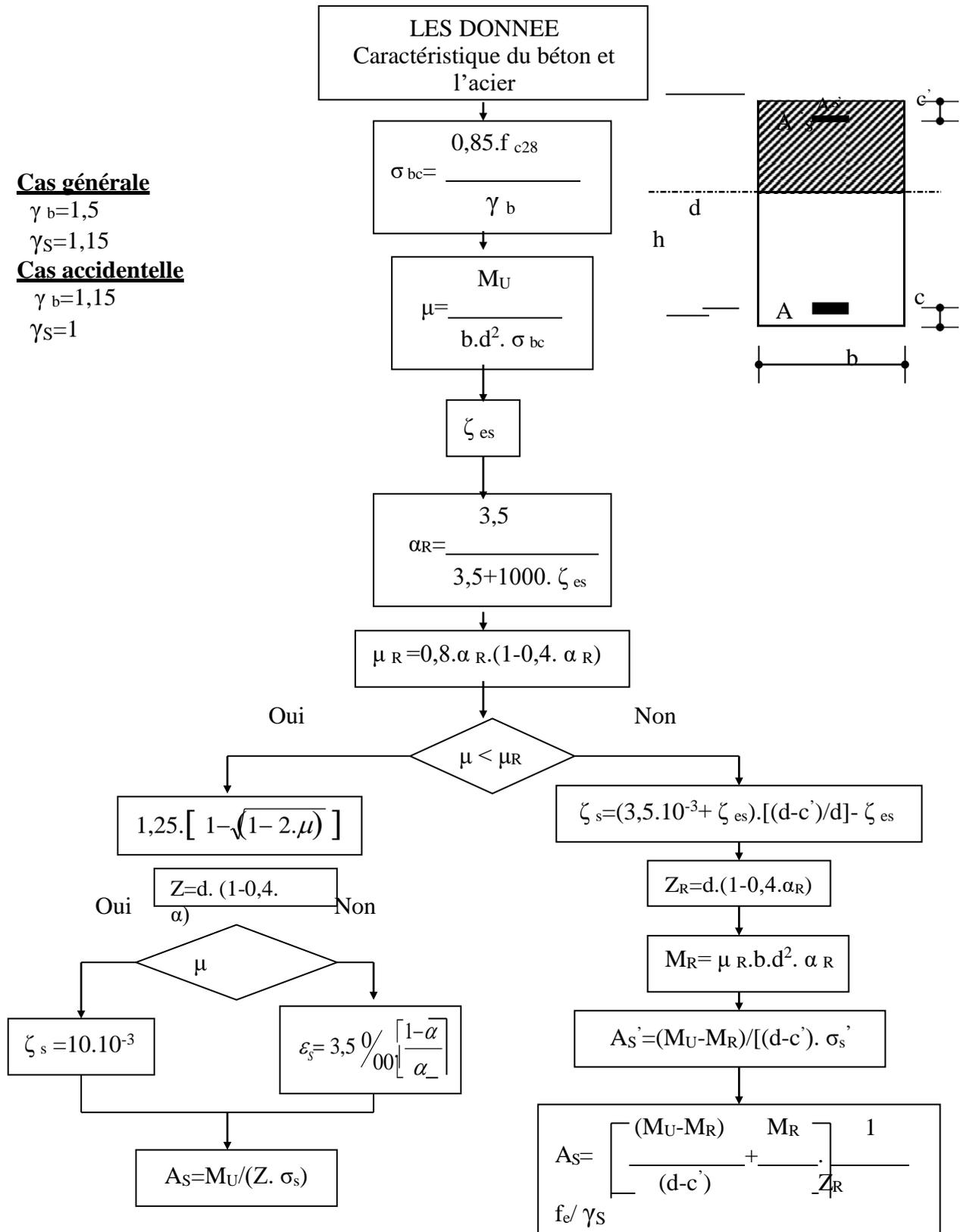
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



ANNEXEI

ORGANIGRAMME-4- FLEXION COMPOSEE A E.L.S

