

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



- جامعة سعد دحلب – البليدة 1
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil
مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

THÈME

CONCEPTION DUN HÔTEL (R+17 + SOUS SOL) ET COMPARAISON
ENTRE UNE STRUCTURE EN CHARPENTE CONTREVENTEE PAR
VOILES EN BÉTON ARMÉ ET UNE STRUCTURE A
CONTREVENTEMENT PAR PALÉES EN V

Etudié et réaliser par

BENDALI Ouissem

&

CHADI Fatima

Devant le jury composé de :

Mme.BOULEGHBAR E	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mme.BERDIAFE	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme. BADIS. W	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mr. RAHMANI.K	U. Saad Dahleb-Blida	CO-Promoteur

Blida, Juin 2025.

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu, qui nous a accordé la santé, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien notre formation de Master et aboutir à la réalisation de ce travail de recherche.

Nous exprimons nos plus sincères remerciements à notre promotrice **Mme BADIS**, pour nous avoir proposé le sujet de ce mémoire, et pour ses conseils avisés, ses suggestions pertinentes ainsi que la confiance qu'elle nous a témoignée tout au long de ce travail.

Nous exprimons également nos plus sincères remerciements à notre co-promoteur, **M. RAHMANI**, pour son accompagnement constant, la qualité de son encadrement, ainsi que pour ses conseils précieux et son implication tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à adresser une reconnaissance toute particulière à **M. ZAHAF**, qui a été présent à chaque étape de ce travail. Par sa disponibilité, son écoute, et ses réponses toujours claires à nos interrogations, il nous a soutenues de manière inestimable tout au long de ce projet.

Nos remerciements vont également aux membres du jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche et pour avoir accepté d'évaluer notre mémoire.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui nous ont soutenues dans l'élaboration de ce travail, en particulier : **M. DERBAL**, **Mme BELHAOUANE** et **Mme BERDIAF**, pour leur disponibilité constante, leur aide précieuse et leurs orientations tout au long de ce projet.

Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, qui ont contribué à notre formation et nous ont transmis les connaissances nécessaires durant ce cycle de Master.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements et notre profonde reconnaissance à toutes les personnes, de près ou de loin, ayant contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je me dédie ce travail, en hommage à toutes les fois où j'ai voulu abandonner, À mes nuits blanches, à mes efforts invisibles. Ce projet est aussi la preuve que je peux aller au bout de mes rêves.

À mon père et à ma mère

Vous êtes les racines profondes qui m'ont permis de grandir, Votre amour, vos sacrifices et vos prières silencieuses m'ont accompagnée à chaque étape de ce parcours. Sans vous, je ne serais jamais arrivée là où je suis aujourd'hui. Merci d'avoir cru en moi, même dans mes moments de doute. Ce projet est aussi le vôtre.

À mes frères, Mohamed et Tarek

Votre présence a été une force constante, Je suis fière d'avoir des frères aussi sages et attentionnés, qui ont été mes repères et mes alliés tout au long de cette aventure.

À mes sœurs, Samia et Sihem

Votre tendresse et vos conseils m'ont été précieux. Vous êtes mes complices, mes confidentes, et je vous aime profondément. Merci pour votre soutien inconditionnel et votre amour inestimable.

À mes nièces, Nourhane et Aya

Vous êtes les petites lumières de ma vie vous, Je dédie ce projet en espérant que vous suivrez vos rêves avec la même passion et conviction.

À la meilleure promotrice au monde Mme Badis

Tu es une sœur de cœur, Grâce à vous je ne me suis jamais sentie seule dans ce parcours. Vous avez su m'écouter, me comprendre et me conseiller. Ce travail porte votre empreinte, et je ne trouverai jamais assez de mots pour vous dire merci.

À mon binôme Fatima

Tu as été une partenaire de travail et une véritable amie, Je suis fière d'avoir mené ce projet avec toi. Cette réussite, c'est aussi la tienne. Merci pour cette complicité que rien n'effacera.

À mes cousines Ghada et Imène

Vous êtes ma seconde famille, toujours là avec douceur, discrétion et générosité. Votre soutien silencieux et votre affection ont été une source précieuse de réconfort tout au long de ce chemin.

À mes copines

Fifi, une copine comme toi, on n'en rencontre pas deux fois dans une vie. Merci d'être unique Merci d'avoir été là dans les bons comme dans les mauvais moments. Ton amitié est un vrai trésor que je chéris profondément.

Mirine, ma meilleure amie, tu es celle qui me connaît par cœur. Ta présence dans ma vie est un vrai réconfort, et je te remercie du fond du cœur d'être toujours là, tout simplement.

A toutes mes amies ... Merci pour les fous rires, les confidences, et tous ces moments inoubliables, Vous êtes précieuses.

Dédicace

Aujourd'hui, je prends un moment pour me remercier d'avoir persévéré malgré les difficultés. Je valorise mes efforts discrets, chaque petit progrès, et les choix courageux que j'ai faits. Merci à moi de continuer à avancer avec confiance en l'avenir.

À mes chers parents,

Vous êtes mes piliers, mes modèles, mes premières sources d'inspiration. Grâce à votre patience, vos sacrifices et votre amour sans limites, j'ai pu franchir chaque étape avec confiance et persévérance. Je vous dois tout, Ce travail est le fruit de votre dévouement.

À ma sœur Amina,

Merci pour ta présence constante, ton soutien indéfectible et tes paroles réconfortantes. Ta douceur et ton écoute ont toujours été un vrai soutien dans les moments de doute.

À mes belles-sœurs Meriem, Hadjira et Sara

Merci pour votre bienveillance, vos encouragements et votre chaleur. Vous avez su rendre ce parcours plus léger et plus agréable par votre présence et vos attentions.

À mes frères Azzedine, Rida, Youcef, Billel et Karim,

Votre soutien fraternel, vos conseils et votre confiance m'ont donné la force d'aller de l'avant. Merci pour chaque mot, chaque geste et chaque moment partagé.

À ma promotrice Mme Badis

Je te remercie du plus profond de mon cœur pour ton soutien précieux, ta patience et ta bienveillance. Tu as été bien plus qu'une promotrice : une véritable amie, une sœur protectrice, et je les garderai à jamais gravés en moi.

À mon binôme Wissem

Tu as été bien plus qu'une collaboratrice, de soutien et de joie tout au long de ce projet. Ta détermination, ta bienveillance et ton professionnalisme ont rendu notre travail non seulement possible, mais aussi exceptionnel.

À mes copines

Nada, Tu n'es pas juste une amie, tu es ma sœur de cœur, mon soutien indéfectible et ma source de bonheur. Merci d'être là, toujours, avec ta générosité, ta gentillesse et ta force.

Fifi, ma meilleure amie Merci du fond du cœur pour ton amour tu es toujours là dans les bons et les mauvais moments, avec ton cœur généreux et ton sourire rassurant. Je suis tellement chanceuse de t'avoir dans ma vie.

À mon ami Issam

Merci d'être toujours là, dans les bons comme dans les mauvais moments. Ta loyauté et ta Générosité. Je suis vraiment chanceuse de t'avoir

Je n'oublie pas mes chères amies Khadidja, Mirine, Amina, Nerdjesse merci pour vos encouragements, votre présence, votre amitié sincère et les moments de partage qui ont rendu cette période plus agréable et moins difficile.

Fatima

Résumé

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un hôtel en charpente métallique de 17 étages (R+17), situé à Alger, en zone sismique (VI) selon le règlement parasismique algérien RPA 2024. Ce bâtiment a une forme irrégulière et présente une hauteur totale de 66,6 m, une largeur de 56 m et une longueur de 74 m.

Deux modèles ont été comparés pour assurer la stabilité du bâtiment : l'un avec un noyau central en béton armé, et l'autre avec un système de contreventement métallique. Cette comparaison a permis de déterminer la solution la plus appropriée pour ce type de structure.

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel **ETABS version 22.1**, les assemblages ont été modélisés avec **IDEA StatiCa**, et le dimensionnement des fondations a été effectué à l'aide du logiciel **SAFE**.

Abstract

The structure that is the subject of our study is a 17-story hotel (G+17) with a steel frame, located in Algiers, in seismic zone (VI) according to the Algerian seismic code RPA 2024. The building has an irregular shape and features a total height of 66.6 m, a width of 56 m, and a length of 74 m.

Two models were compared to ensure the stability of the structure: one with a reinforced concrete central core, and the other with a steel bracing system. This comparison helped determine the most suitable system for our building.

The dynamic analysis was carried out using **ETABS version 22.1**, the connections were modeled using **IDEA StatiCa**, and the foundation design was done using **SAFE** software.

ملخص

يقع في الجزائر (R + 17) لمبنى الذي هو موضوع دراستنا هو فندق ذو هيكل فولاذي مكون من 17 طابقاً يتميز هذا المبنى بشكله غير RPA 2024 العاصمة، في المنطقة الزلزالية 6 وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية المنتظم وارتفاعه الإجمالي 66.6 متر وعرضه 56 متر وطوله 74 متر.

تم مقارنة نموذجين للتأكد من استقرار المبنى: الأول يحتوي على قلب مركزي من الخرسانة المسلحة، والثاني يحتوي على نظام تدعيم معدني. وقد أتاحت هذه المقارنة تحديد الحل الأنسب لهذا النوع من الهياكل.

تم إجراء الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج

ETABS وتم تصميم التجميعات باستخدام

IDEA StatiCa وتم تصميم الأساس باستخدام برنامج

SAFE

Liste des Symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

A : Coefficient d'accélération de zone
a : Cordon de la soudure
Anet : Section nette d'une pièce
As : Aire d'une section d'acier / Section résistante d'un boulon
 α : Angle en général / Facteur d'imperfection (flambement)
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
 β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
 β_w : Facteur de corrélation (soudure)
b : Largeur d'une semelle de poutre
bc : Contrainte de compression du béton
 χ : Coefficient de réduction de flambement
 χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement
d0 : Diamètre de perçage des trous de boulonnage
D : Diamètre nominal des tiges de boulons
E : Module d'élasticité de l'acier (210 000 MPa)
Eij : Module d'élasticité instantané
Es : Module d'élasticité de l'acier
Evj : Module d'élasticité différé
ek : Déplacement dû aux forces sismiques
E.L.S : État limite de service
E.L.U : État limite ultime
f : Flèche
fadm : Flèche admissible
fc28 : Résistance à la compression du béton à 28 jours
Fcj : Résistance à la compression du béton à j jours
ft28 : Résistance à la traction du béton à 28 jours
Fe : Limite d'élasticité de l'acier
Fp : Effort de précontrainte dans les boulons
Fbrd : Résistance à la pression diamétrale
Ft,Rd : Résistance à la traction (EN 1993-1-8)
Ftrd : Résistance des boulons en traction
Ftsd : Effort de traction
Fv : Résistance des boulons au cisaillement
Fvsd : Effort de cisaillement
fu : Contrainte de rupture
fub : Contrainte de rupture d'un boulon
G : Charge permanente / Module d'élasticité transversale de l'acier
HR : Boulons à haute résistance
I : Moment d'inertie
It : Moment d'inertie de torsion
Iy : Moment d'inertie de flexion maximale
Iz : Moment d'inertie de flexion minimale
i : Rayon de giration
K : Coefficient de raideur du sol / Coefficient d'encastrement
ks : Coefficient des trous de perçage

k_y : Coefficient de flambement
 l : Largeur d'une poutre
 L : Longueur ou portée
 L_f : Longueur de flambement
 λ : Elancement
 λ_k : Elancement eulérien
 λ_{LT} : Elancement de déversement
 M : Moment / masse
 M_a : Moment sur appuis
 M_{cr} : Moment critique élastique
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service
 M_R : Moment résistant
 M_t : Moment en travée / Moment de torsion
 M_0 : Moment de base ou simple appui
 M_u : Moment à l'état limite ultime
 n : Nombre de plans de cisaillement
 n_{br} : Nombre de boulons
 N_{pl} : Effort normal de plastification
 N_u : Effort normal pondéré
 OR : Boulon ordinaire
 Q : Charge d'exploitation
 s : Coefficient de sécurité / Contrainte de traction de l'acier
 St : Espacement
 T : Période
 t : Épaisseur d'une tôle ou pièce
 t_f : Épaisseur d'une semelle
 t_w : Épaisseur d'une âme
 T_u : Effort tranchant ultime
 u : Contrainte ultime de cisaillement
 V : Effort tranchant à la base
 W_{eff} : Module de résistance efficace
 W_{el} : Module de résistance élastique
 W_{pl} : Module de résistance plastique
 η : Facteur de distribution de rigidité
 ε : Coefficient de réduction élastique
 v_s / v_i : Distance fibre extrême – axe neutre
 φ : Angle de frottement
 ψ : Contrainte tangentielle
 γ_{Mb} : Résistance des boulons (cisaillement / traction)

Sommaire

Remerciements

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des Symboles

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction Générale 1

Chapitre I :Présentation et conception_de l'ouvrage..... 3

I.1 Présentation de l'ouvrage..... 4

I.2 Caractéristiques géométriques 4

I.3 Propriétés des matériaux utilisés..... 11

I.3.1 L'acier 11

I.3.2 Le béton..... 12

I.3.2.1 Coefficient de poisson 12

I.3.2.2 Déformation longitudinale du béton 12

I.3.2.3 Règlements utilisés 13

I.3.2.4 Conception architecturale 13

I.4 Conception structurale 14

I.4.1 Superstructure horizontale 14

I.4.1.1 Les planchers 14

I.4.1.2 Choix de l'épaisseur de la dalle en béton arme : 16

I.4.1.3 Les connecteurs 16

I.4.1.4 Types de connecteurs..... 17

I.4.1.5 Diamètre des goujons à tête couramment utilisés..... 17

I.4.1.6 Le choix de la hauteur du connecteur 18

I.4.1.7 Les solives 18

I.4.1.8 Les poutres..... 19

I.4.2 Superstructure verticale..... 19

I.4.2.1 Les poteaux 19

I.4.2.2 Contreventement..... 20

I.4.2.3 Noyau central..... 20

I.4.2.4 Portiques rigides 20

I.4.2.5 Voiles porteurs (ou voiles de contreventement) 20

I.4.3 Conception des escaliers 21

I.4.4 Les assemblages 21

I.4.4.1 Les différents modes d'assemblages 22

I.4.4.2 Assemblage par boulonnage	22
I.4.4.2 .1 Fonctionnement des assemblages	22
I.4.4.3 Assemblage par soudure	23
I.4.4.4 Comparaison entre boulonnage et soudure.....	23
I.4.5 Les fondations	23
I.4.5.1 Choix du type de fondation.....	24
I.4.5.2 Types de fondations	24
I.5 Conclusion	24
Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments principaux	25
II.1 Introduction	26
II.2 Etude d'un plancher collaborant.....	26
II.3 Hypothèse de calcul.....	26
II.3.1 Phase de construction.....	26
II.3.2 Phase finale	26
II.4 Estimation des charges des planchers.....	27
II.4.1Charges permanents	27
II.4.2 La charge d'exploitation	28
II.5 Pré-dimensionnement des éléments de résistances	29
II.5.1 Dimensionnement des solives.....	29
II.5.1.1 Plancher terrasse	30
II.5.1.2 Calcul des connecteurs	38
II.5.1.2.1 Détermination de l'effort Prd	38
II.5.1.2.2 Influence du sens du bac d'acier	39
II.5.1.2.3 Effort tranchant repris par les goujons	39
II.5.1.2.4 Nombre des connecteurs par demi-portée	39
II.5.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires	41
II.5.3 Dimensionnement de la poutre principale	41
II.5.3.1 Poutre de 8 m.....	41
II.5.3.1.1 Calcul des connecteurs	164
II.5.3.1.2 Influence du sens du bac d'acier	164
II.5.3.1.3 Effort tranchant repris par les goujons	165
II.5.3.1.4 Nombre des connecteurs par demi-portée	165
II.5.3.2 Poutre de 10 m.....	49
II.5.3.3 Poutre de 16 m.....	51
II.5.4 Pré- dimensionnement des poteaux	52
II.5.4.1 Poteau central (le plus sollicité)	53
II.5.4.2 Pré dimensionnement de poteau (RDC _ 2em etage).....	59
Chapitre III :Pré dimensionnement des éléments secondaire	63
III.1 Introduction	64
III.2 Acrotère.....	64
III.2.1 Introduction	64
III.2.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère	64
III.2.3 Principe de calcul	64
III.2.4 Calcul de la force sismique.....	65
III.2.5 Calcul des efforts	66

III.2.6 Ferrailage de la section de l'acrotère.....	66
III.2.6.1 Calcul du moment fictif.....	67
III.3 escalier.....	71
III.3.1 Introduction	71
III.3.2 Les caractéristiques des escaliers	71
III.3.3 Dimensionnement d'escalier	72
III.3.4 Evaluation des charges	74
III.3.4.1 Palier et paillasse.....	74
III.3.5 Evaluation des charges	76
III.3.6 Calcul de ferrailage.....	80
III.3.6.1 Vérification à ELS (contraint).....	82
III.3.6.2 Vérification de l'effort tranchant	84
III.3 conclusion	86
Chapitre IV : Etude climatique	87
IV.1 Effet du vent	88
IV.1.1. Introduction	88
IV.1.2. Action du vent	88
IV.1.3. Coefficients de calcul	88
IV.1.3.1. Effet de la région.....	88
IV.1.3.2. Catégorie de terrain (cf. RNV2013 chapitre 2 § 2.4.3).....	88
IV.1.3.3. Détermination du coefficient d'exposition C_e (ze).....	89
IV.1.3.4. Détermination du coefficient de la rugosité C_r	89
IV.1.3.5. Coefficient de topographie.....	89
IV.1.3.6. Intensité de turbulence	90
IV.1.4. Décrochement en élévation	90
IV.1.4.1. Direction du vent V_1	91
IV.1.4.2. Direction du vent V_2	103
IV.1.5. La force de frottement	110
IV.2.Effet de neige.....	111
IV.2.1. Introduction	111
IV.2.2. Calcul des charges de neige	111
IV.2.3. Charge de neige sur le sol	111
IV.2.4. Coefficient de forme de la toiture	111
IV.3. conclusions	112
Chapitre V :Etude Dynamique en zone sismique	113
V.1. Introduction.....	114
V.2. Objectif de l'étude dynamique.....	114
V.3. Modélisation de rigidité	114
V.4. Modélisation de la masse	115
V.5. Choix de la méthode de calcul	115

V.6. La méthode statique équivalente.....	115
V.7. La méthode modale spectrale.....	116
V.8. Analyse spectrale	116
V.9. Résultante des forces sismiques de calcul	118
V.10. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	118
V.11. Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	120
V.12. Coefficient de comportement R	121
V.13. facteur de qualité Q.....	121
V.14. Procédure de calculs	122
A-Structure avec noyau centrale	123
A.1. Introduction	123
A.2. Modèle initial :	123
A.3. Modèle final	129
B-structure avec contreventement	140
B.1. Introduction :	140
B.2. Modèle initial :	140
B.3. Modèle final	143
V.15. Conclusion :	150
Chapitre VI :Vérification de l'ossature	148
VI.1. Introduction.....	149
VI.1.1. Vérification de l'ossature de model avec noyau central.....	149
VI.1.1.1 Vérification de la poutre principa	149
VI.1.1.1.1 Poutres de 8m IPE500.....	149
VI.1.1.1.2 Poutres de 10m IPE550.....	150
VI.1.1.1.3 Poutres de 16 m HEB650.....	152
VI.1.1.2. Vérification de la poutre secondaire	153
VI.1.1.3. Vérification des poteaux	154
VI.1.1.4. Vérification de noyau :	135
VI.1.2. Vérification de l'ossature de model avec contreventement	160
VI.2.1. Vérification de la poutre principale.....	160
VI.2.1.1. Poutre de 8 m HEA400	160
VI.2.1.2. Poutre de 10 m HEA500	160
VI.2.1.3. Poutre de 16 m HEB700	161
VI.2.2. Vérification de la poutre secondaire.....	161
VI.2.3. Vérification des poteaux.....	161
VI.2.4. Vérification du contreventement	165
VI.3. Conclusion :	167

Chapitre VII :Analyse comparative des deux structures.....	171
VII .1. Introduction	172
VII .2. Structure avec voiles.....	172
VII .2.1. Les Avantage	172
VII .2.2. Les Inconvénients	172
VII.3. Structure avec contreventements métalliques.....	172
VII.3.1. Les Avantage	172
VII.3.2. Les Inconvénients	173
VII.4. Modèle 1 : Structure avec voiles	173
VII.5. Modèle 2 : Structure avec des contreventements métalliques.....	176
VII.6. Conclusion :.....	179
Chapitre VIII :Les Assemblage	179
VIII.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive.....	180
VIII.1.1. Poutre de 8m (IPE 500 – IPE 240)	180
VIII.1.1.1. Vérification de la résistance des boulons aux efforts combinés de traction et de cisaillement	182
VIII.1.1.2. Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la poutre et de la cornière.....	183
VIII.1.1.3. Vérification de la résistance des boulons aux efforts de cisaillement	184
VIII.1.1.4. Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la solive et de la cornière	184
VIII.1.2. Poutre de 10 m avec solive (IPE 550 – IPE 240) :	185
VIII.1. 3. Poutre de 16 m avec solive (HEB 650 – IPE 240) :	187
VIII.2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre principale (HEM100_IPE500)	189
VIII.2.1. Poutre de 8m (IPE 500) :	189
VIII.2.1.1. Vérification de la résistance	190
VIII.2.1.2. Assemblage poteau-platine (boulonnage)	190
VIII.2.1.3. Détermination des efforts dans le boulon :	191
VIII.2.1.4.Vérification des boulons : $F_{vsd} \leq F_{srd}$	192
VIII.2.1.5. Vérification de l'interaction cisaillement et traction :.....	192
VIII.2.2. Poutre de 10 m (IPE 550) :	193
VIII.2.3. Poutre de 16 m (HEB 650) :	195
VIII.3. Vérification de l'assemblage poteau-poutre secondaire (HEB280_IPE240)	198
VIII.4. Vérification Assemblage poteau-poteau (HEM1000+HEB280) – (HEM1000+HEB280).....	200
VIII.5. Assemblage pied de poteau :	202
VIII.6. Assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=30cm).....	204
VIII.7. Assemblage poutre Principal IPE500 et voile(e=30cm) :	206
VIII.8. Conclusion.....	208
Chapitre IX :Ferrailage des éléments en béton	209
IX. Ferrailage des éléments en béton	210

IX.1 Introduction.....	210
IX.2 Les Poteaux.....	210
IX.2.1Schéma de ferrailage de poteau.....	211
IX.2.2 Vérification a l'ELS :	212
IX.3 Plancher sous-sol :	212
IX.3.1 Plancher à dalle pleine.....	212
IX.3.1.1 Ferrailage de dalle pleine	213
IX.3.1.2 Détermination les efforts	214
IX.3.1.3 Ferrailage de la dalle.....	215
IX.3.1.4 Vérification de l'effort tranchant.....	216
IX.3.1.5Vérification à L'ELS	217
IX.3.1.5.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS	217
IX.3.1.5.2 Vérification des contraintes :	217
IX.4 Ferrailages des voiles.....	219
IX.4.1 Principe de calcul	219
IX.4.1.1 Vérifications spécifiques.....	219
IX.4.2 Ferrailage des voiles :.....	221
IX.4.2.1 Ferrailage des éléments de rive :	221
IX.4.2.2 Aciers verticaux	223
IX.4.2.3 Vérification de la ductilité locale.....	225
IX.5 Conclusion	226
Chapitre X :Etude de l'infrastructure	226
X.1. Introduction	228
X.2. Voile périphérique.....	228
X.2.1. Pré dimensionnement	228
X.2.2. Evaluation des charges	229
X.2.3. Effort dans la dalle.....	230
X.2.4. Ferrailage de la dalle :	230
X.2.5. Condition exigée par les RPA99/version 2024.....	231
X.2.6. Condition de non fragilité.....	231
X.2.7. Vérification de l'effort tranchant.....	232
X.2.8. Vérification à L'ELS	232
X.2.8.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS	232
X.2.8.2. Vérification des contraintes.....	233
X.3Les fondations	236
X.3.1. Choix du type de fondations.....	236
X.3.2. Calcul des fondations.....	236
X.3.2.1. Semelles isolées	237
X.3.2.2. Semelles filantes.....	238
X.3.2.2.1. Calcul des semelles filantes	239
X.3.2.2.2. Pré dimensionnement de la semelle filante sous poteaux	240
X.3.2.2.3. Calcul des fondations (semelle filante) avec SAFE	242
X.3.2.2.4. Conclusion.....	244
X.3.2.3. Semelles filantes croisées.....	244
X.3.2.3.1.Vérification de stabilité	246
X.3.2.3.2. Conclusion.....	247

X.3.2.4. Radier :	247
X.3.2.4. 1.Dimension de radier :	247
X.3.2.4.2. Vérification de la contraint du sol à ELS :	249
X.3.2.4.3. Vérification de la contraint du sol à ELU :	250
X.3.2.4.4. Détermination des efforts	250
X.3.2.4.5.Calcul du ferrailage :	252
X.3.2.4.5.1. Vérification des contraintes à l'ELS :	252
X.3.2.4.5.2. Ferrailage de nervure :	255
X.3.2.4.5.3. Calcul des armatures :	256
X.3.2.4.5.4.Vérification des contraintes à l'ELS :	256
X.3.2.4.5.5. Schéma de ferrailage :	257

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Figure I. 1: Plan de Parking	5
Figure I. 2: Plan de RDC	6
Figure I. 3: Plan d'étage courant	7
Figure I. 4: Coupe A-A.....	8
Figure I. 5: Coupe B-B	9
Figure I. 6: Plan de masse.....	10
Figure I. 7 : composition de plancher collaborant.	15
Figure I. 8 : caractéristiques de HI-BOND55-750.....	15
Figure I. 9: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).	17
Figure I. 10: Escalier en béton arme.....	21
Figure I. 11 : Types des fondations.	24
Figure II. 1: Schéma statique des éléments principaux	29
Figure II. 2: Schéma représentatif la largeur participante de la dalle pour une poutre de plancher.....	35
Figure II. 3: Schéma de position des connecteurs	40
Figure II. 4: Poteau central.....	53
Figure II. 5 : Poteau de rive.....	59
Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.	64
Figure III. 2 : Sollicitations de l'acrotère	65
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à L'ELU.....	66
Figure III. 4: Section de calcul de l'acrotère.....	67
Figure III. 5: Ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure III. 6 : Composante des escaliers.	71
Figure III. 7: Schéma des escaliers.	72
Figure III. 8: Schéma des escaliers.	75
Figure III. 9 : Les charges de l'escalier (ELU).....	77
Figure III. 10: Les charges de l'escalier (ELS).....	77
Figure III. 11 : Ferrailage des escaliers	85

Figure IV. 1 : Direction principale de vent.....	88
Figure IV. 2 : Dimensions à considérer pour un bâtiment à décrochement en élévation	90
Figure IV. 3 : Construction comportant plusieurs obstacles aérauliques pouvant être considérés comme indépendants.....	91
Figure IV. 4 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	92
Figure IV. 5 : Légende relative aux murs verticaux.	93
Figure IV. 6 : Zone de pression pour les parois verticales.	94
Figure IV. 7: Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants.	94
Figure IV. 8: Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	96
Figure IV. 9 : Légende relative aux murs verticaux.	97
Figure IV. 10 : Zone de pression pour les parois verticales.	97
Figure IV. 11: Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants.	98
Figure IV. 12 : Légende pour les toitures plates.	100
Figure IV. 13 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).	101
Figure IV. 14 : Légende pour les toitures plates.	101
Figure IV. 15 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	104
Figure IV. 16: Légende relative aux murs verticaux.....	105
Figure IV. 17: Zone de pression pour les parois verticales.	105
Figure IV. 18: Légende pour les toitures plates.	107
Figure IV. 19: Légende pour la paroi verticale la toiture (V2).	108
Figure IV. 20 : Légende pour les toitures plates.	108
Figure IV. 21 : Coefficient de forme (toiture à un seul versant).	111
 Figure V. 1: Spectre de réponse selon les deux directions. (x et y).....	117
Tableau V.2: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation	119
Figure V. 3 : Vue en plan du modèle initial.	124

Figure V. 4: La déformée pour les modes du modèle initial. Erreur ! Signet non défini.	
Figure V. 5: La déformée pour les modes du modèle finale. Erreur ! Signet non défini.	
Figure V. 6: Vue en 3d du modèle initial.	141
Figure V. 7 : Disposition des contreventements pour le modèle initial.....	141
Figure V. 8: La déformée pour les modes du modèle initiale. Erreur ! Signet non défini.	
Figure V. 9 : Disposition des contreventements pour le modèle final.....	145
Figure V. 10 : La déformée pour les modes du modèle finale. Erreur ! Signet non défini.	
Figure VI. 1 : Phénomène du flambement.....	154
Figure VI. 2 : La rigidité des poteaux.....	155
Figure VII. 1 : Répartition du coût des éléments (avec voile) modèle.....	175
Figure VII. 2 : Répartition du coût des éléments (avec contreventement) modèle 2..	178
Figure VIII. 1: Schéma d'assemblage solive-poutre.....	180
Figure VIII. 2: Assemblage poutre IPE5000-Solive IPE240.....	182
Figure VIII. 3: Vue d'assemblage poutre IPE550 –solive IPE240	185
Figure VIII. 4: Vérification de déformation.	186
Figure VIII. 5 : Contrainte équivalente.	186
Figure VIII. 6 : Vue d'assemblage poutre HEB650 –solive IPE240	187
Figure VIII. 7 : Vérification de déformation.....	188
Figure VIII. 8 : Contrainte équivalente.	188
Figure VIII. 9 Assemblage soudé poutre- platine.	189
Figure VIII. 10 : Vue d'assemblage poteau HEM1000 –Poutre IPE500.....	191
Figure VIII. 11 : Vue d'assemblage poteau HEM1000 –Poutre IPE550.....	193
Figure VIII. 12 : Vérification de déformation.....	194
Figure VIII. 13: Contrainte équivalente.	195
Figure VIII. 14 : Vue d'assemblage poteau HEM1000 –Poutre HEB650.....	196
Figure VIII. 15 : Vérification de déformation.....	197
Figure VIII. 16 : Contrainte équivalente.	197
Figure VIII. 17 : Vue d'assemblage poteau HEB280–Poutre IPE240.....	198

Figure VIII. 18 : Vérification de déformation.....	199
Figure VIII. 19 : Contrainte équivalente.	199
Figure VIII. 20 : Vue d'assemblage poteau (HEM1000+HEB280) – (HEM1000+HEB280).....	200
Figure VIII. 21 : Vérification de déformation.	201
Figure VIII. 22 : Contrainte équivalente.	202
Figure VIII. 23 : Vue en 3d d'assemblage Pied poteau	202
Figure VIII. 24 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.....	203
Figure VIII. 25 : Vue de l'assemblage pied de poteau.	203
Figure VIII. 26 : Vue d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=35cm)	204
Figure VIII. 27 : Vérification de déformation.....	205
Figure VIII. 28 : Contrainte équivalente.	205
Figure VIII. 29 : Vue d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=35cm)	206
Figure VIII. 30 : Vérification de déformation.	207
Figure VIII. 31 : Contrainte équivalente.	207
Figure IX. 1: Schéma de ferrailage de poteau	211
Figure IX. 2 : Ferrailage de la dalle pleine (sens x-x).....	218
Figure IX. 3: Ferrailage de la dalle pleine (sens y-y).....	218
Figure IX. 4: enveloppe de calcul pour les moments fléchissent	220
Figure IX. 5: La courbe enveloppe	221
Figure IX. 6: Eléments de rive pour les voiles	221
Figure IX. 7: schéma de ferrailage de voile 10m	224
Figure X. 1: Poussées des terres.	229
Figure X. 2 : Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens x-x)	234
Figure X. 3 : Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens y-y)	234
Figure X. 4 : Ferrailage du voile périphérique en travée (sens x-x).....	234
Figure X. 5 : Ferrailage du voile périphérique en travée (sens y-y).....	235
Figure X. 6 : Semelle isolée sous poteau.	237
Figure X. 7 : Semelle filante.....	238
Figure X. 8: dimension de la semelle filante	242
Figure X. 9 : modèle 3D semelle filantes par le logiciel SAFE	243

Figure X. 10 : Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS.	243
Figure X. 11 : modèle 3D semelle filantes croisées par le logiciel SAFE.....	244
Figure X. 12 : Définition des nervures	245
Figure X. 13 : Définition de la semelle filante croisée	245
Figure X. 14: Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS	246
Figure X. 15: modèle 3D du radier avec voiles par le logiciel SAFE	247
Figure X. 16 : Dimension de l'infrastructure.....	248
Figure X. 17: La déformé du radier	248
Figure X. 18 : Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS.	249
Figure X. 19 : Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELU.....	250
Figure X. 20 : Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant X-X	251
Figure X. 21 : Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant Y-Y	251
Figure X. 22 : Le diagramme des moments à ELS suivant X-X	253
Figure X. 23 : Le diagramme des moments à ELS suivant Y-Y.	254
Figure X. 24 : Schéma de ferrailage de radier.....	255
Figure X. 25 : Diagramme d'moment max en travée sur la nervure à ELU.....	255
Figure X. 26: Diagramme d'moment max en appuis sur la nervure à ELU.....	255
Figure X. 27 : Schéma de ferrailage de nervure.	257

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier	11
Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage	12
Tableau I. 3 : Comparaison des profile en H et selon leur utilisation	20
Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	22
Tableau I. 5: Caractéristiques géométriques des boulons.....	22
Tableau I. 6: Comparaison entre l'assemblage boulonné et soudé	23
Tableau II. 1: Charge permanent de plancher terrasse	27
Tableau II. 2: charge permanent de plancher terrasse.....	28
Tableau II. 3: Evaluation de charge d'exploitation.....	28
Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé IPE240.....	30
Tableau II. 5: valeur limites recommandée pour les flèches verticales	32
Tableau II. 6: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase de construction)	40
Tableau II. 7: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase final)	40
Tableau II. 8: Caractéristiques du profilé IPE 450.....	42
Tableau II. 9 : Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase de construction)	48
Tableau II. 10: Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase final)	49
Tableau II. 11: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase de construction)	50
Tableau II. 12: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase final)	50
Tableau II. 13: Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase de construction)	51
Tableau II. 14: Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase final).....	51
Tableau II. 15: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase de construction)	52
Tableau II. 16: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase finale).....	52
Tableau II. 17: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression).....	55
Tableau II. 18: La descente des charges (les poteaux centraux)	56
Tableau II. 19: résultat de vérification de flambement pour poteau centrale de RDC	57
Tableau II. 20 : Les sections finales pour les poteaux centraux de RDC	58

Tableau II. 21: La charge d'exploitation sur le poteau de rive	59
Tableau II. 22: La descente des charges (les poteaux de rive).....	60
Tableau II. 23: résultat de vérification de flambement pour poteau de rive	60
Tableau II. 24 : Les sections finales pour les poteaux poteau de rive.....	60
Tableau III. 1: Evaluation des charges du palier et du paillasse d'escalier.	74
Tableau III. 2: Combinaison des charges de l'escalier	74
Tableau III. 3: Evaluation des charges du palier et du paillasse d'escalier.	76
Tableau III. 4: Combinaison des charges de l'escalier	76
Tableau III. 5: Les sollicitations à l'E.L.U	78
Tableau III. 6: Les sollicitations à l'E.L.S.....	79
Tableau III. 7: Les résultats	79
Tableau III. 8: Paramètre des calculs	80
Tableau III. 9: Les résultats de la flexion simple.....	81
Tableau III. 10 : Les résultats des armateurs de répartition.....	81
Tableau IV. 1: Caractéristique des zones.	93
Tableau IV. 2 : la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V1).....	95
Tableau IV. 3 : la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V1)	96
Tableau IV. 4: Caractéristique des zones.	97
Tableau IV. 5: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V1).....	98
Tableau IV. 6: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V1)	99
Tableau IV. 7: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V1).....	99
Tableau IV. 8: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V1)	99
Tableau IV. 9: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V1).....	102
Tableau IV. 10: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V1)	102
Tableau IV. 11 : la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V1).....	102
Tableau IV. 12: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V1)	103
Tableau IV. 13: Caractéristique des zones.	105
Tableau IV. 14: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V2).....	106
Tableau IV. 15: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V2)	106
Tableau IV. 16: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V2).....	106
Tableau IV. 17: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V2)	107

Tableau IV. 18: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V2).....	109
Tableau IV. 19: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V2)	109
Tableau IV. 20: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V2).....	109
Tableau IV. 21: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V2)	109
 Tableau V. 1: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation	119
Tableau V. 2 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V	120
Tableau V. 3 : Facteur de qualité Q.....	121
Tableau V. 4 : Caractéristique de la force sismique	121
Tableau V. 5 : Participation massique du modèle initial	125
Tableau V. 6 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.....	126
Tableau V. 7 : Déplacement résultant suivant X.....	128
Tableau V. 8 : Déplacement résultant suivant Y	128
Tableau V. 9 : Pourcentage de participation massique pour le modèle final	130
Tableau V. 10 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.....	131
Tableau V. 11 : Déplacement résultant suivant X	132
Tableau V. 12: Vérification de l'effet P- Δ	134
Tableau V. 13 : Participation massique du modèle initial	142
Tableau V. 14 : Pourcentage de participation massique pour le modèle final.	146
Tableau V. 15 : Déplacement résultant suivant X	147
Tableau V. 16: Déplacement résultant suivant Y	148
Tableau V. 17: Vérification de l'effet P- Δ	149
 Tableau VI. 1 : Vérification au flambement par flexion pour poteau de RDC	158
Tableau VI. 2 : Vérification au flambement par flexion pour $N^{\max}$	159
Tableau VI. 3 : Vérification au flambement par flexion pour $M_y^{\max}$	159
Tableau VI. 4 : Vérification au flambement par flexion pour $M_z^{\max}$	160
Tableau VI. 5 : Vérification Système a ossature a noyau ou à effet noyau	136
Tableau VI. 6 : Pourcentage de participation massique pour le modèle intermédiaire	137
Tableau VI. 7 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente	138
Tableau VI. 8 : Déplacement résultant suivant	138

Tableau VI. 9 : tableau recapilatif de vérification de poutre principale HEA400	160
Tableau VI. 10 : tableau recapilatif de vérification de poutre principale HEA500	160
Tableau VI. 11 : tableau recapilatif de vérification de poutre principale HEB700.....	161
Tableau VI. 12 : Vérification au flambement par flexion pour N_{sd}^{max}	161
Tableau VI. 13 : Vérification au flambement par flexion pour M_y^{max} .	162
Tableau VI. 14 : Vérification au flambement par flexion pour M_z^{max} .	163
Tableau VI. 15 : Vérification des contreventements des autres étages	166
Tableau VII. 1: le coût des poteaux modèle 1.....	173
Tableau VII. 2 : le coût des poutres modèle 1	174
Tableau VII. 3: le coût de voile modèle 1	175
Tableau VII. 4 : le coût des poteaux modèle 2.....	176
Tableau VII. 5 : le coût des poutres modèle 2	176
Tableau VII. 6 : le coût de contreventement modèle 2	177
Tableau VII. 7 : le coût de voile modèle 2.....	177
Tableau VII. 1: le coût des poteaux modèle 1.....	173
Tableau VII. 2 : le coût des poutres modèle 1	174
Tableau VII. 3: le coût de voile modèle 1	175
Tableau VII. 4 : le coût des poteaux modèle 2.....	176
Tableau VII. 5 : le coût des poutres modèle 2	176
Tableau VII. 6 : le coût de contreventement modèle 2	177
Tableau VII. 7 : le coût de voile modèle 2.....	177
Tableau VIII. 1 : Caractéristiques géométriques des profilés.....	181
Tableau VIII. 2: Résumé d'assemblage poutre IPE550 –solive IPE240	186
Tableau VIII. 3 : Résumé d'assemblage poutre HEB650 –solive IPE240	187
Tableau VIII. 4 : Caractéristiques géométriques des profilés.....	189
Tableau VIII. 5 : Résumé d'assemblage poutre HEM1000 –Poutre IPE550	194
Tableau VIII. 6 : Résumé d'assemblage poutre HEM1000 – Poutre HEB650	196
Tableau VIII. 7 : Résumé d'assemblage poutre HEB280–Poutre IPE240	198
Tableau VIII. 8 : Résumé d'assemblage poteau (HEM1000+HEB280) – (HEM1000+HEB280).....	201

Tableau VIII. 9 : Résumé d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile($e=35\text{cm}$)	
.....	204
Tableau VIII. 10 : Résumé d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile($e=35\text{cm}$)	
.....	206
Tableau IX. 1 : ferrailage de poteau avec les 3 cas	211
Tableau IX. 2 : ferrailage de poteau avec les 3 cas	211
Tableau IX. 3 : Ferrailage de la dalle pleine.	215
Tableau IX. 4: Vérification des contraintes à l'ELS	217
Tableau X. 1 : Ferrailage de la dalle pleine.....	231
Tableau X. 2: Vérification des contraintes à l'ELS.....	233
Tableau X. 3 : sections des semelles filantes continues	239
Tableau X. 4 : surface de bâtiments et de la semelle.....	239
Tableau X. 5 : Ferrailage du radier sur le moment le plus répandu	252
Tableau X. 6 : Ferrailage du nervure sur le moment le plus répandu	256
Tableau X. 7: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.....	256

Introduction Générale

La construction en charpente métallique est devenue une technique incontournable dans le domaine du génie civil moderne, notamment pour les bâtiments de grande hauteur et les structures situées en zones sismiques. Cette méthode permet de répondre aux exigences croissantes en matière de performance structurelle, de sécurité, de rapidité d'exécution et de flexibilité architecturale.

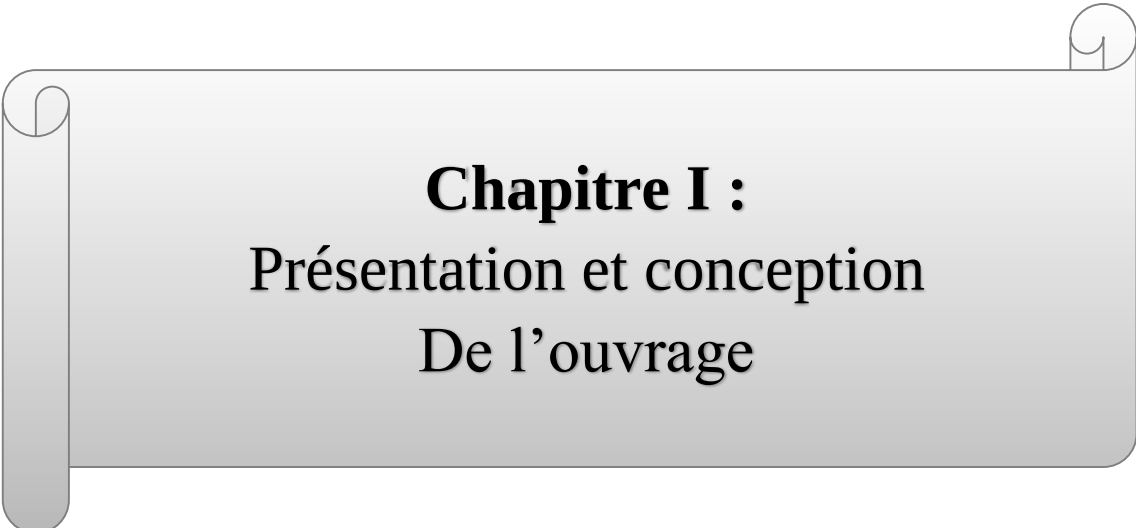
La charpente métallique présente de nombreux avantages. Sa légèreté permet de réduire les charges permanentes, ce qui améliore le comportement sismique de la structure. De plus, l'acier est un matériau recyclable, disponible en grandes quantités et offrant une résistance élevée à la traction. Ces caractéristiques en font un choix stratégique pour les constructions en zones à risques.

Par ailleurs, la combinaison de la charpente métallique avec d'autres systèmes porteurs, tels que les noyaux en béton armé ou les contreventements métalliques, constitue une approche efficace pour assurer la stabilité globale des bâtiments soumis à des sollicitations dynamiques. Ce type de construction mixte permet de bénéficier à la fois de la résistance à la compression du béton et de la résistance à la traction de l'acier, formant ainsi une solution équilibrée et performante.

L'utilisation de logiciels spécialisés dans l'analyse dynamique, la conception des assemblages et le dimensionnement des fondations a révolutionné la manière d'aborder les projets de construction. Ces outils permettent de modéliser avec précision le comportement réel des structures et d'optimiser leur conception en conformité avec les normes en vigueur.

En conclusion, ce mémoire a pour objectif principal d'étudier deux types de structures en charpente métallique afin de comparer leur comportement dans un contexte sismique. Il s'agit plus précisément d'analyser une structure avec un noyau en béton armé et une autre avec un système de contreventement métallique. À travers cette étude, nous chercherons à déterminer laquelle de ces deux solutions offre la meilleure stabilité, les meilleures performances techniques et le meilleur rapport efficacité/coût dans des zones soumises à des risques sismiques élevés.

Pour atteindre cet objectif, notre travail sera organisé en plusieurs étapes. Nous commencerons par la présentation générale de l'ouvrage et sa conception. Ensuite, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires, avant de réaliser les études climatiques et dynamiques spécifiques aux zones sismiques. Une vérification de l'ossature sera ensuite effectuée, suivie d'une analyse comparative détaillée des deux systèmes étudiés. Enfin, nous aborderons les assemblages ainsi que l'étude de l'infrastructure pour compléter notre approche globale et aboutir à une conclusion générale basée sur des résultats concrets.

A decorative horizontal scroll graphic with a light gray gradient fill and a thin black border. The scroll is unrolled in the center, with the top and bottom edges curling upwards at the left and right ends. The text is centered within the unrolled portion.

Chapitre I :

Présentation et conception

De l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous sommes amenés à réaliser l'étude d'un hôtel en (R+17) en charpente métallique à usage multiple.

Cet hôtel est supposé être implanté au niveau de la wilaya d'Alger, Cette région est classée en zone sismique (VI) selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2024) et en zone I pour l'actions due au vent et zone B pour l'action due à la neige selon le Règlement Neige et Vent (RNV 2013).

I.2 Caractéristiques géométriques

- **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du l'hôtel 66,6 m
- Hauteur rez-de-chaussée 4.20 m
- Hauteur du 1^{er} et 2^{eme} étage 4.20 m
- Hauteur d'autre étage :3.60 m
- Hauteur de sous-sol :.....4,20 m

- **Dimensions en plan :**

- Longueur totale du bâtiment 56 m
- Largeur totale du bâtiment 74 m

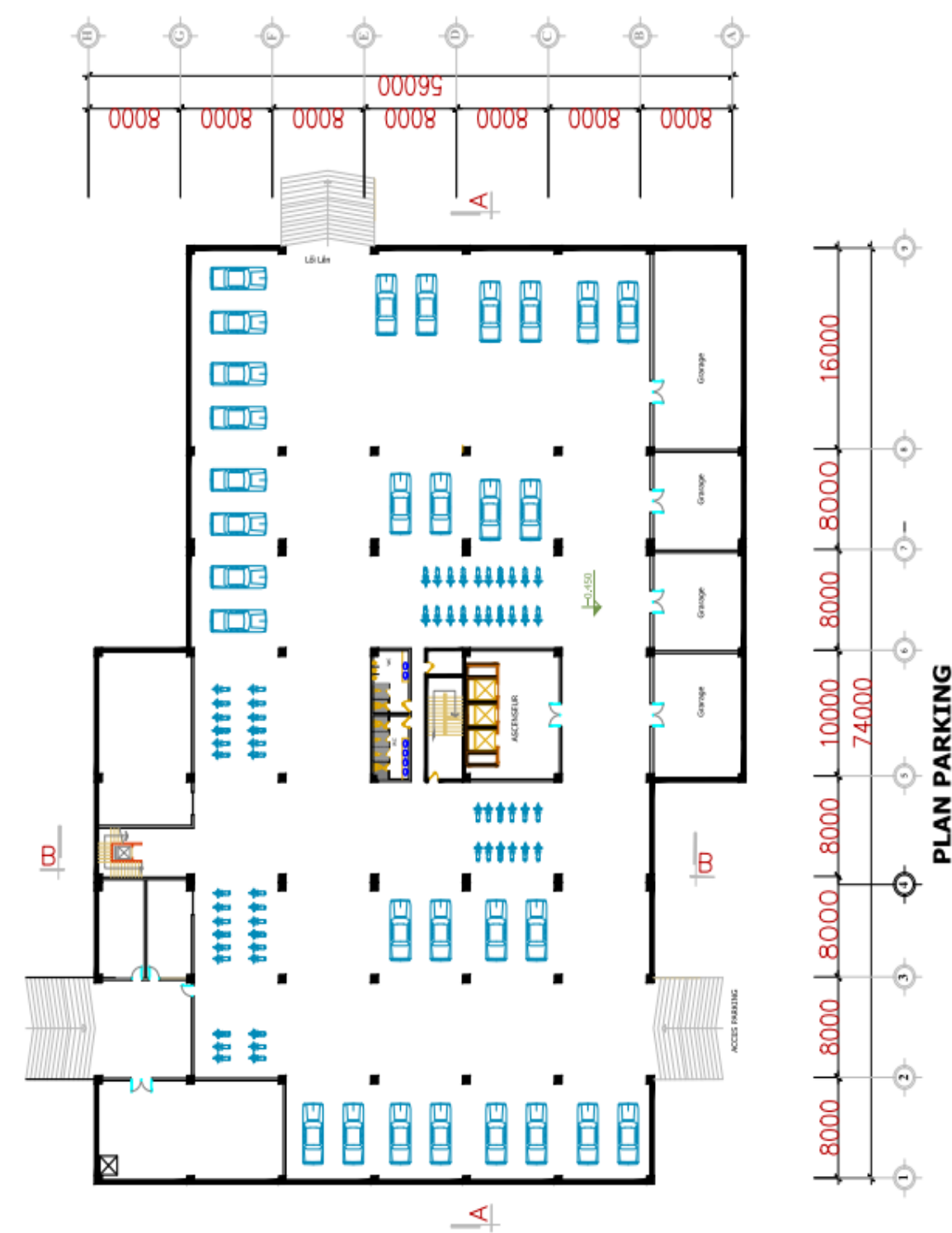
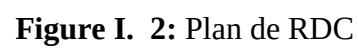


Figure I. 1: Plan de Parking



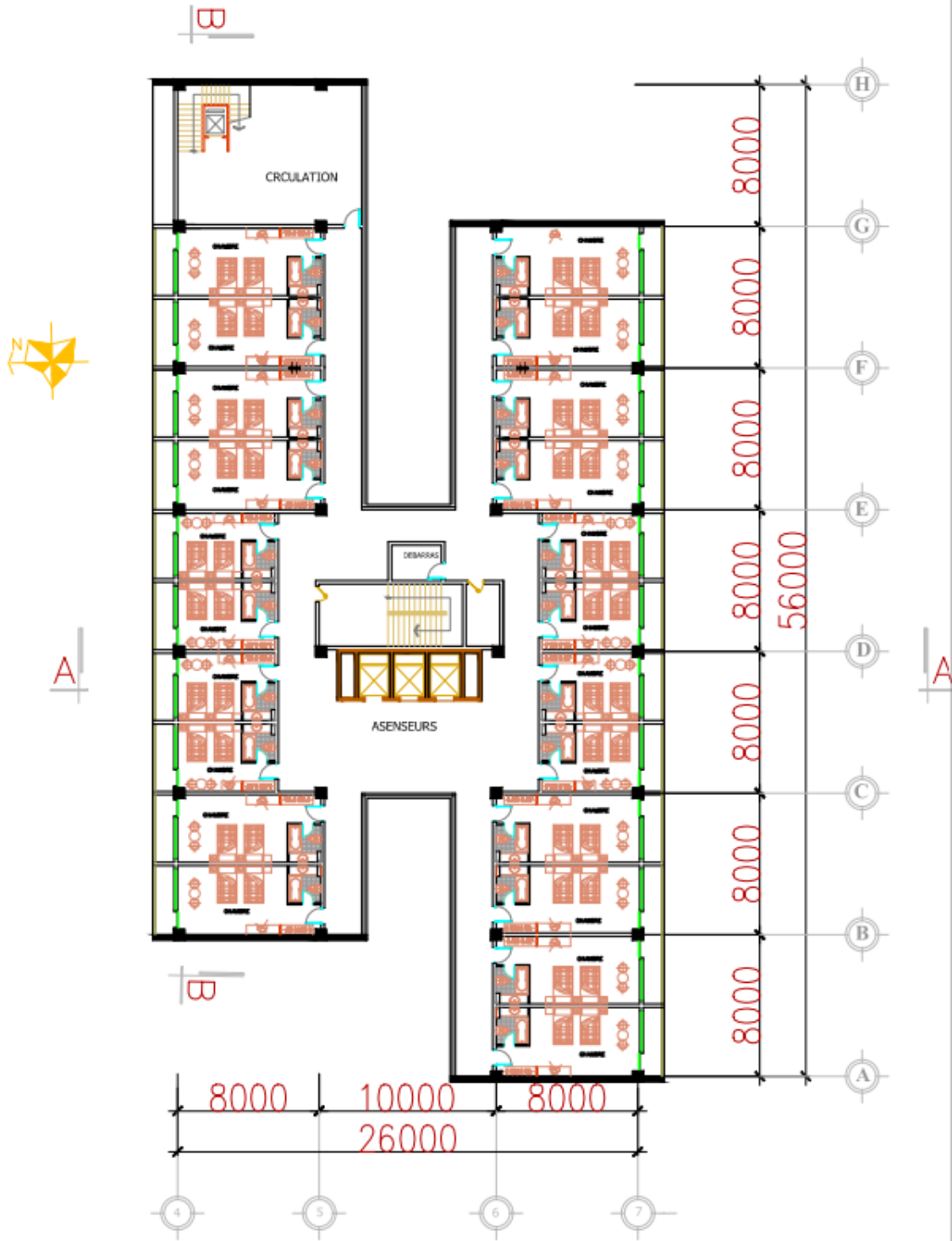


Figure I. 3: Plan d'étage courant

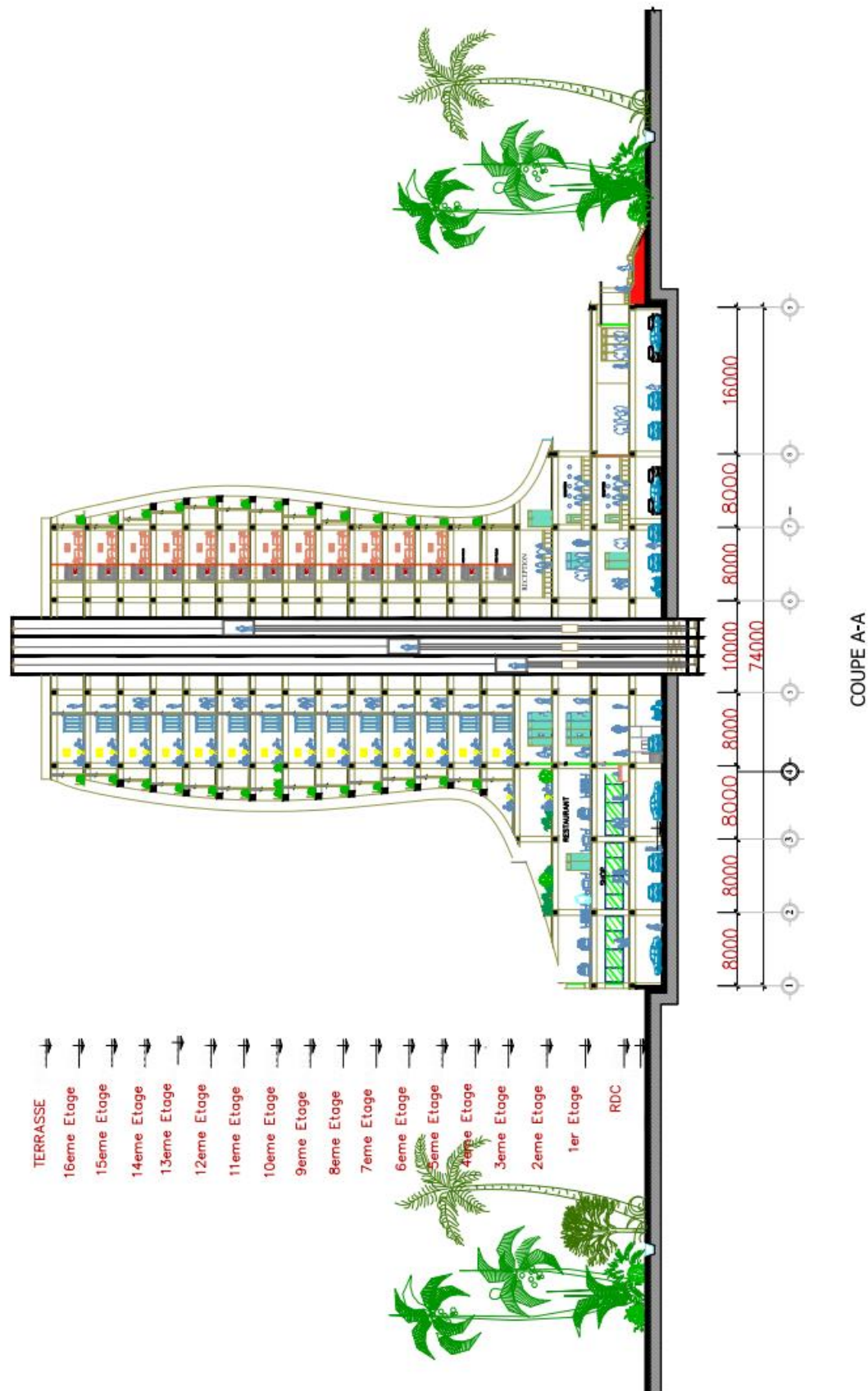


Figure I. 4: Coupe A-A

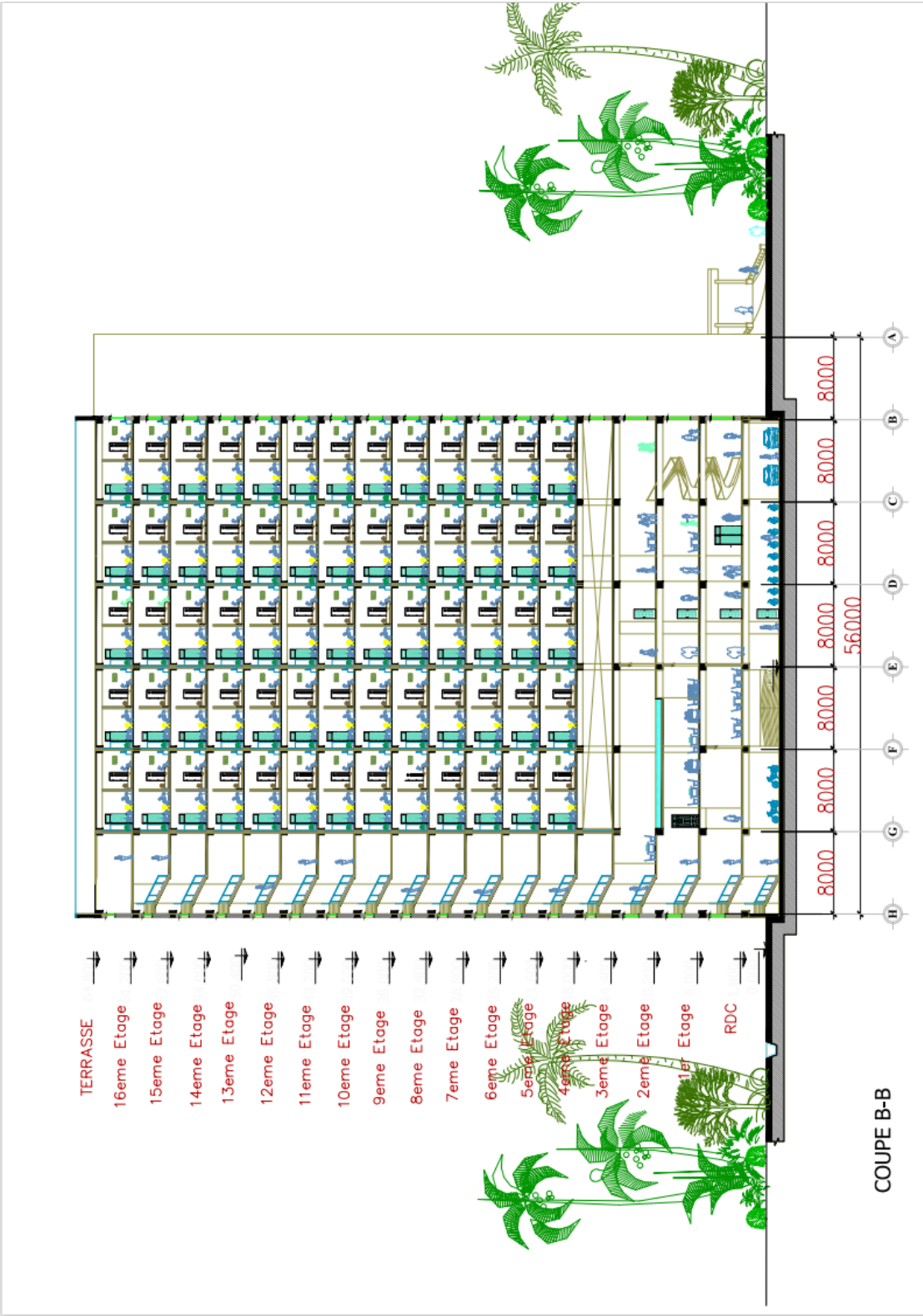


Figure I. 5: Coupe B-B

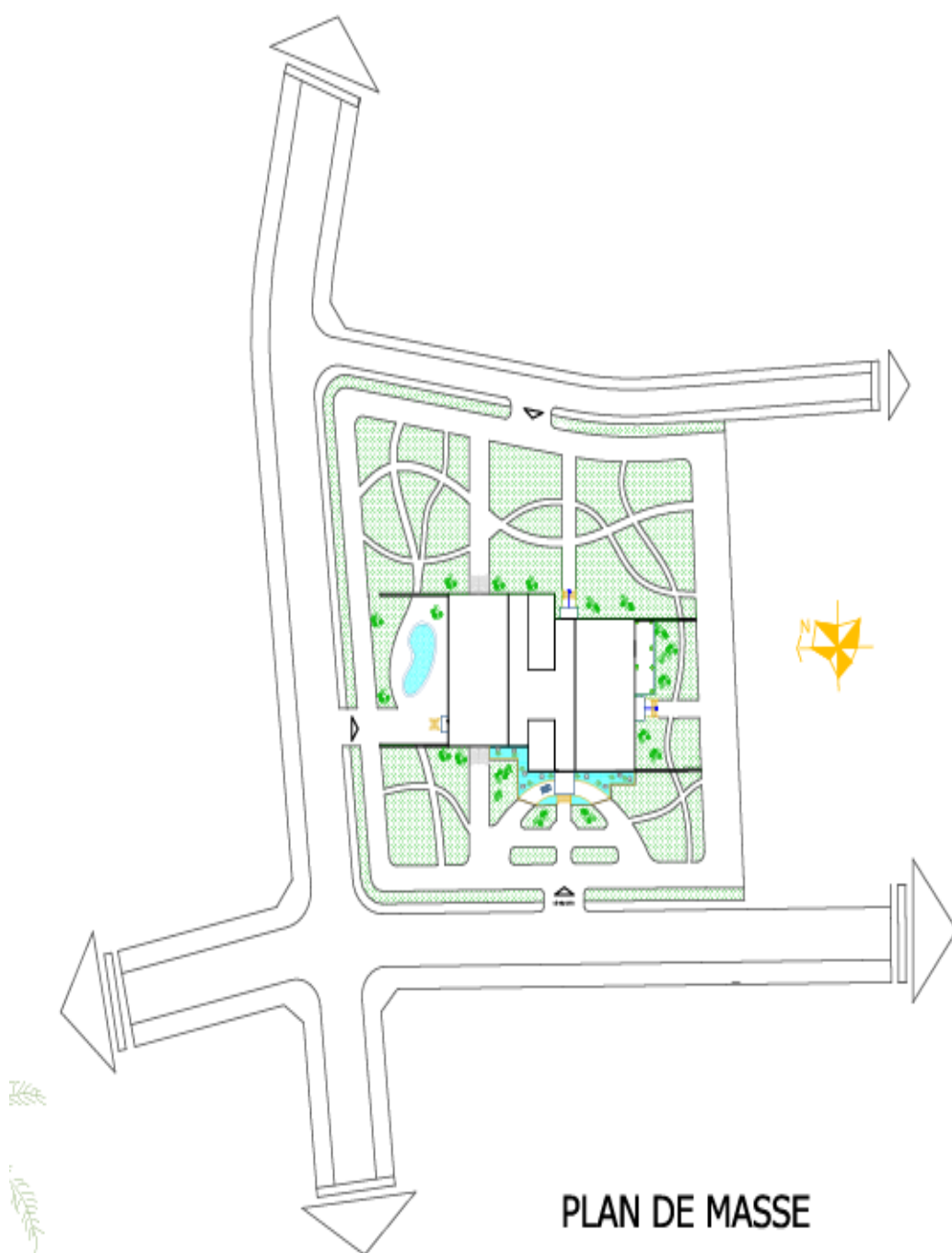


Figure I. 6: Plan de masse

I.3 Propriétés des matériaux utilisés

I.3.1 L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone et pouvant inclure d'autres éléments tels que le nickel et le chrome pour améliorer ses propriétés mécaniques. Il est largement utilisé dans diverses industries en raison de sa résistance, de sa durabilité et de sa ductilité.

- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	355	490

- **Coefficient de calcul de l'acier**

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$.
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Masse volumique $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

- **Acier pour ferrailage**

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisant des armatures de type HA dont les caractéristiques sont :

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

Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

	Nuances	F_y (MPa)
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.3.2 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et d'adjuvants. Sa résistance à la compression est environ 10 fois supérieure à celle à la traction. Les caractéristiques physiques et mécaniques de différents types de béton sont :

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPA}$

I.3.2.1 Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\mu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\mu = 0$ Béton fissuré à l'ELU
- $\mu = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS.

I.3.2.2 Déformation longitudinale du béton

Ce module, connu sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales à court et long terme.

- **Module de déformation instantané (courte durée)**

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

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé (longue durée)**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

I.3.2.3 Règlements utilisés

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

- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »
- ❖ Règles parasismiques Algériennes 99 version 2024 « RPA99 V2024 »
- ❖ Document technique réglementaire (charges permanentes et charge d'exploitation) « DTR BC2-2 »
- ❖ R.N.V 99, version 2013 – Règlement Neige et Vent, D.T.R.C 2-4.7, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.
- ❖ Recommandations pour l'application de la nf en 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment
- ❖ Eurocode 3 (calcul des structures en acier) « EC3 »
- ❖ Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structure mixtes acier) « EC4 »
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé « BAEL91 »

I.3.2.4 Conception architecturale

La structure est de forme rectangulaire composée d'un RDC et 17 étages avec une terrasse inaccessible et un entre sol.

- Sous –sol : Parking.
- RDC : salle auditorium
- Etage courant : hébergement collectif (hôtel)

I.4 Conception structurale**I.4.1 Superstructure horizontale****I.4.1.1 Les planchers**

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

Le rôle essentiel des plancher collaborant, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux. L'épaisseur de la dalle en béton arme compris entre 12 et 15 cm. Les planchers collaborant sont des éléments structuraux, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de natures et propriété différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique la meilleure partie de cette association.

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

a) Plancher terrasse

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

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

b) Plancher courant

La composition de plancher courant est illustré dans la figure suivante

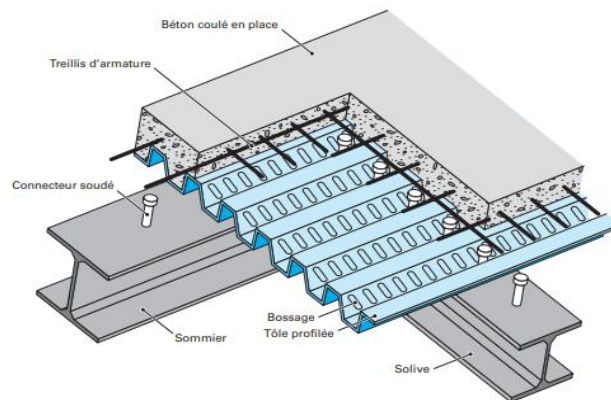


Figure I. 7 : composition de plancher collaborant.

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

- Bac d'acier

Le bac d'acier de type **HI-BOND55-750** il permet :

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

Dont les caractéristiques suivantes :

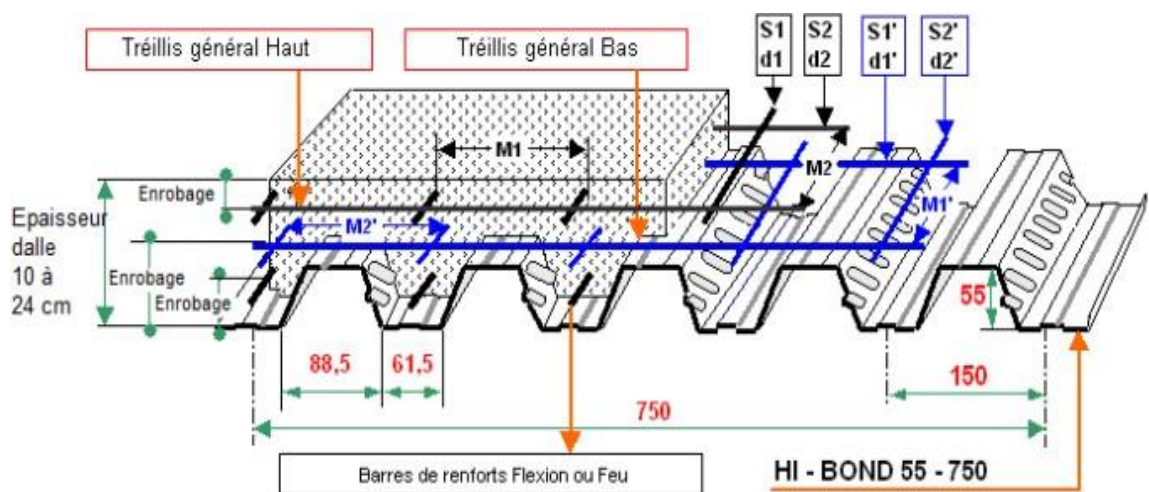


Figure I. 8 : caractéristiques de HI-BOND55-750.

I.4.1.2 Choix de l'épaisseur de la dalle en béton arme :

- Résistance au feu

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique ne dépend que de l'épaisseur de la dalle. L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par la formule suivante :

$$h_{eff} = h_c + 0.5 * h_p * \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm}$$

$$h_{eff} = h_c * \left(1 + 0.75 * h_p * \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm} \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 : 88,5\text{mm} \\ L_2 : 61,5\text{mm} \\ L_3 : 111,5\text{mm} \end{array} \right.$$

- ❖ Pour une classe de résistance au feu normalise (R60) $h_{eff} \geq 80 \text{ mm}$

On choisit $h_t = 115 \text{ mm}$

$$h_c = (150 - 55) = 95$$

$$\frac{h_p - 55}{h_c - 95} = 0,58 \leq 1,5 \text{ et}$$

$$h_c \geq 40\text{mm}$$

$$h_{eff} = 95 + 0,5 \times \left(\frac{88,5 + 61,5}{88,5 + 111,5} \right)$$

$$h_{eff} = 115,63\text{mm}$$

I.4.1.3 Les connecteurs

Les connecteurs sont des éléments utilisés pour assurer la liaison ou la transmission des efforts entre différentes parties d'une structure. Dans le cas des structures métalliques et en béton, les connecteurs permettent de transférer les charges, notamment les efforts de cisaillement, entre les éléments comme les poutres, les dalles ou les profils métalliques.

I.4.1.4 Types de connecteurs

Il existe plusieurs types de connecteurs utilisés dans les structures collaborantes, dont les principaux sont :

1. **Goujons** : Ce sont des tiges métalliques qui sont insérées dans le béton ou le métal pour assurer la liaison. Ils peuvent être de différents types, comme les goujons à tête, les goujons vissés, ou les goujons soudés.
2. **Connecteurs à cornière** : Ce sont des pièces métalliques en forme de "L", fixées à la fois sur le profilé métallique et dans le béton pour assurer la transmission des efforts de cisaillement. Ils sont souvent utilisés pour améliorer la liaison entre les éléments métalliques et en béton.

Nous utilisons des goujons à tête dans notre structure pour la facilité de montage. Leur installation est simple et rapide, ce qui permet de gagner du temps sur le chantier et d'assurer une bonne liaison entre la dalle en béton et la structure métallique.

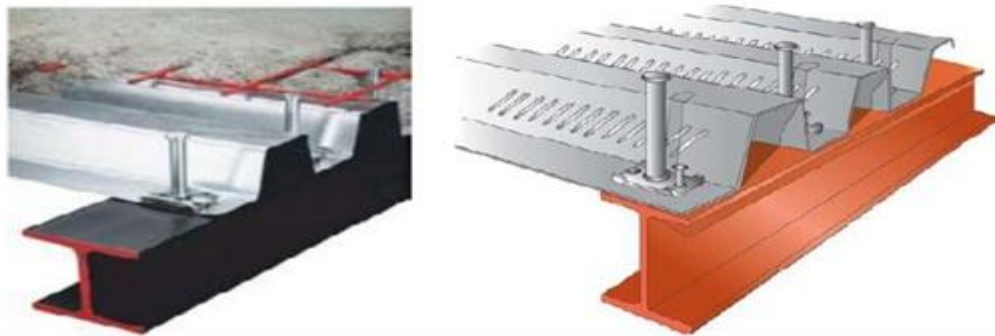


Figure I. 9: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

I.4.1.5 Diamètre des goujons à tête couramment utilisés

Le diamètre des goujons à tête (type Nelson) varie en fonction des efforts à transmettre et des caractéristiques du projet. Les diamètres les plus courants utilisés sont :

- Diamètre de 19 mm : C'est un diamètre standard très utilisé pour des efforts de cisaillement modérés. Il est adapté pour des structures où les charges ne sont pas excessivement élevées.
- Diamètre de 22 mm à 25 mm : Utilisés pour des charges plus importantes ou lorsque la transmission des efforts de cisaillement est plus critique. Ces goujons

ont une plus grande capacité de résistance et sont choisis pour des structures industrielles ou des bâtiments avec des charges plus lourdes.

- Diamètre de 16 mm : Moins courant, mais parfois utilisé pour des structures légères ou des situations où les efforts à transmettre sont faibles.

➤ *Notre choix c'est un connecteur goujon à tête de diamètre 19 mm.*

I.4.1.6 Le choix de la hauteur du connecteur

Pour choisir la hauteur du connecteur, on prend généralement une hauteur intermédiaire entre la hauteur totale de la dalle de béton et la hauteur du bac acier.

❖ Vérification du choix de la hauteur du connecteur :

1. Hauteur de la dalle : $h = 120 \text{ mm}$

2. Hauteur du bac acier : $h_c = 55 \text{ mm}$

3. Hauteur du connecteur : Souvent, on choisit une hauteur h_s qui dépasse d'environ 40 à 60 mm au-dessus du bac acier pour assurer un bon ancrage dans le béton.

Un choix courant est :

$$h_s = \frac{h + h_c}{2} = \frac{120 + 55}{2} = 87,5 \text{ mm}$$

Cependant, en pratique, on arrondit vers des valeurs standardisées. Les hauteurs les plus utilisées sont 75 mm, 95 mm, 100 mm.

➤ *Dans ton cas, un goujon de 95 mm serait un bon choix.*

I.4.1.7 Les solives

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

- **IPE** : Les ailes sont parallèles et plus fines, ce qui optimise leur résistance à la flexion tout en réduisant le poids.
- **IPN** : Les ailes sont inclinées (environ 14 %) et plus épaisses à la base, offrant une meilleure résistance à la compression et aux charges ponctuelles.

Les IPE sont plus couramment utilisés pour les solives, tandis que les IPN sont moins répandus aujourd'hui en raison de leur poids plus élevé

I.4.1.8 Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux ou inclinés qui servent à supporter et à transmettre des charges, principalement sous l'effet de la flexion. Elles doivent donc avoir une section suffisamment résistante, notamment une inertie importante dans le sens de la flexion, pour garantir leur solidité. Les poutres peuvent être fabriquées dans différents profils, comme l'IPE ou l'HEA, en fonction des besoins spécifiques de la structure.

Les profils HEA et IPE sont utilisés dans les poutres en fonction de la nature des efforts auxquels elles sont soumises. La différence entre ces deux types de profilés se fait surtout en fonction des critères statique et dynamique.

- IPE : Utilisé pour des charges statiques ou des applications où les efforts sont constants.
- HEA : Utilisé pour des charges dynamiques, ou dans des structures où les efforts sont plus élevés ou variables dans le temps.

I.4.2 Superstructure verticale**I.4.2.1 Les poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux conçus pour supporter les charges descendantes provenant des poutres et des planchers. Ils travaillent principalement en compression et parfois en flexion lorsque des charges horizontales sont appliquées. Leur section est généralement de type HEB, HEA ou éventuellement en profilé tubulaire, en fonction des sollicitations et des exigences de stabilité de la structure.

- Pour une structure de grande hauteur, les poteaux en HEB ou HEM sont les plus adaptés en raison de leur haute résistance en compression et en flexion.
- Les HEM seront privilégiés dans les niveaux inférieurs où les charges sont les plus importantes.
- Les HEB peuvent être utilisés dans les niveaux supérieurs pour réduire le poids de la structure.

Tableau I. 3: Comparaison des profile en H et selon leur utilisation

Profil	Forme	Utilisation	Effort principal	Avantages
HEA	H	Petits poteaux ou poutres secondaires	Compression et flexion modérée	Léger, mais moins résistant que HEB
HEB	H	Poteaux principaux	Compression et flexion latérale	Très rigide, résiste bien au flambement
HEM	H	Poteaux des niveaux inférieurs	Compression élevée	Très robuste, idéal pour grandes charges

Les systèmes de stabilités

Les systèmes de stabilité d'une structure sont essentiels pour garantir sa résistance et sa capacité à maintenir son intégrité sous diverses charges et conditions.

I.4.2.2 Contreventement

Le contreventement est un système de renforcement latéral qui permet de stabiliser une structure en résistant aux forces horizontales (vent, séisme, mouvements du sol, etc.). Il est utilisé pour éviter les déformations latérales et garantir que la structure résiste aux efforts horizontaux sans se déformer de manière excessive.

I.4.2.3 Noyau central

Le noyau central est une méthode couramment utilisée dans les grands bâtiments pour garantir la stabilité de la structure, particulièrement dans les structures en béton ou en acier.

I.4.2.4 Portiques rigides

Les portiques rigides sont des assemblages de poutres et de poteaux dont les liaisons sont rigides, capables de résister aux moments fléchissant.

I.4.2.5 Voiles porteurs (ou voiles de contreventement)

Les voiles sont des murs en béton armé assurant à la fois le port vertical et la stabilité latérale.

- Ces quatre systèmes de stabilité jouent un rôle crucial dans la résistance d'une structure face aux différentes forces, qu'elles soient verticales (comme les charges permanentes) ou horizontales (comme le vent, les séismes ou les charges

dynamiques).

Ils sont particulièrement utilisés dans les grandes structures, telles que les bâtiments de grande hauteur, les ponts, ou tout ouvrage nécessitant une résistance aux efforts latéraux.

I.4.3 Conception des escaliers

La conception des escaliers implique une attention particulière à la sécurité, au confort des utilisateurs, à l'esthétique et aux contraintes de l'espace disponible. Il est essentiel de respecter les dimensions ergonomiques et de tenir compte des types d'escaliers les plus adaptés à la configuration de l'espace et à l'usage prévu. La conception doit également prendre en compte la sécurité, avec des garde-corps, un bon éclairage et des matériaux antidérapants pour éviter les accidents.

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

Dans notre cas et d'après les plans d'architectes, on a un escalier droit à une volée avec un palier de repos

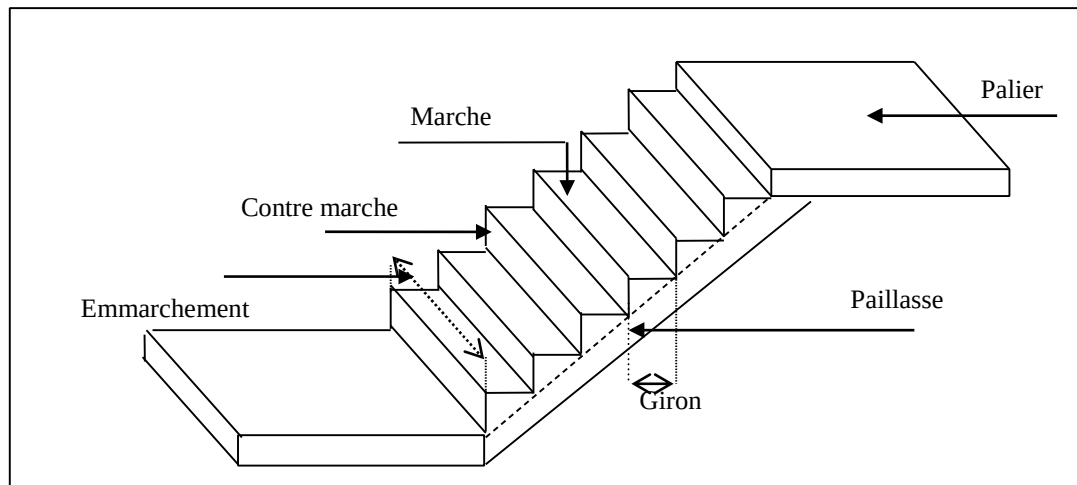


Figure I. 10: Escalier en béton arme.

I.4.4 Les assemblages

Les assemblages sont des éléments essentiels dans la construction, car ils permettent de lier différents composants d'une structure, comme les poutres, les poteaux et autres éléments porteurs. Ils assurent la transmission des efforts et garantissent la stabilité de la structure.

I.4.4.1 Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

I.4.4.2 Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est une technique d'assemblage mécanique qui permet de relier des éléments métalliques entre eux de manière démontable. Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

La différence entre ces deux types de boulons réside dans leur nuance d'acier.

Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

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
$f(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau I. 5: Caractéristiques géométriques des boulons

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	537	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

I.4.4.2 .1 Fonctionnement des assemblages

- Fonctionnement des assemblages 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.

I.4.4.3 Assemblage par soudure

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

I.4.4.4 Comparaison entre boulonnage et soudure

Tableau I. 6: Comparaison entre l'assemblage boulonné et soudé

Critère	Assemblage par Boulonnage	Assemblage par Soudure
Facilité de montage	Facile à réaliser sur site	Nécessite des compétences spécialisées
Réversibilité	Réversible, les pièces peuvent être démontées	Permanent, difficile à séparer
Coût	Moins coûteux en termes de matériel et de main-d'œuvre	Plus coûteux, nécessite des équipements de soudage
Solidité	Moins solide qu'une soudure dans certains cas	Très solide, souvent aussi solide que le matériau
Esthétique	Moins esthétique, présence des têtes de boulons	Plus esthétique, joints propres
Application	Structures modulaires, éléments démontables	Structures nécessitant une forte résistance
Déformation thermique	Moins de risque de déformation thermique	Risque de déformation dû à la chaleur

➤ *Les deux méthodes sont couramment utilisées dans la construction des structures métalliques et sont parfois combinées selon les besoins spécifiques du projet.*

I.4.5 Les fondations

Les fondations jouent un rôle crucial dans la construction d'un ouvrage, car elles assurent la transmission des charges de la superstructure (le bâtiment ou l'ouvrage) au sol tout en garantissant la stabilité de la structure. Elles doivent être conçues de manière à supporter

les charges permanentes et surcharges (provenant des occupants, des équipements, des conditions climatiques, etc.) tout en maintenant l'intégrité du bâtiment

I.4.5.1 Choix du type de fondation

- La nature du sol (ce qu'on appelle le "bon sol") :
- Les charges à supporter

I.4.5.2 Types de fondations

- Fondation en semelle filante
- Semelle isolée
- Radier

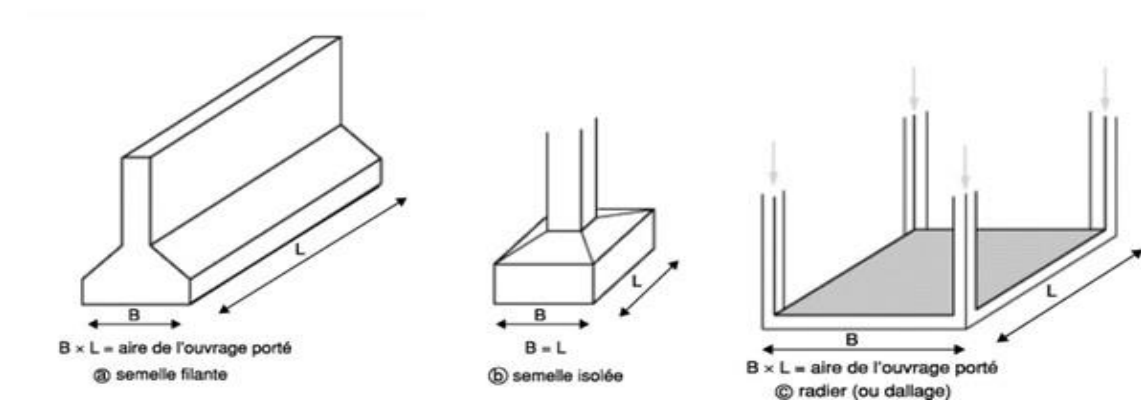
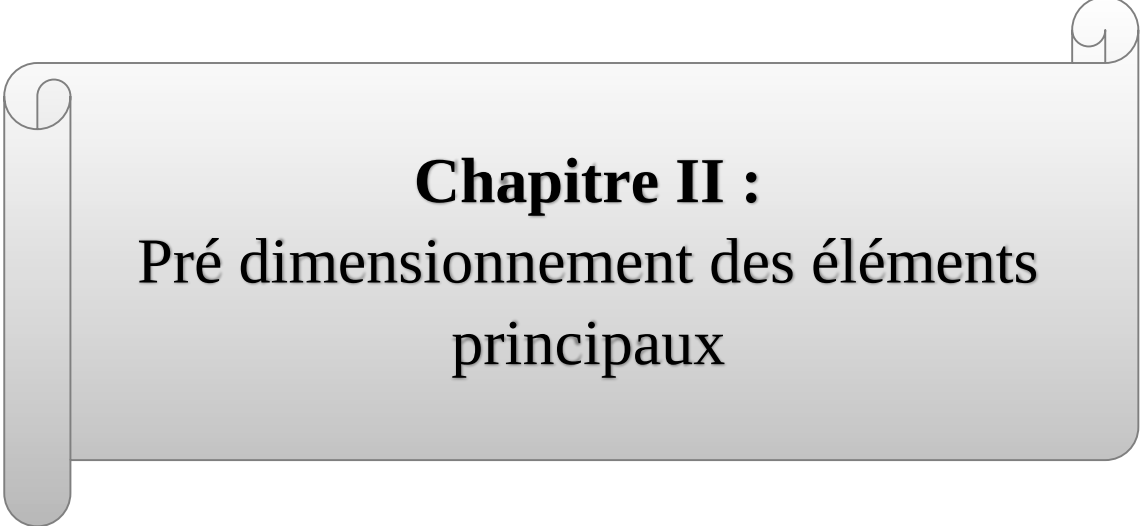


Figure I. 11 : Types des fondations.

I.5 Conclusion

Ce chapitre a présenté les généralités du projet, en mettant en évidence les caractéristiques de l'ouvrage, les matériaux utilisés ainsi que les principales réglementations en vigueur. Ces éléments constituent une base essentielle pour la suite de l'étude, notamment pour le dimensionnement et l'analyse structurelle de l'hôtel.

Dans le chapitre suivant, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments principaux de la structure, tels que les poteaux, poutres et solive...etc.

A decorative horizontal scroll graphic with a light gray gradient and rounded ends. It features a vertical strip on the left side and small circular details at the top corners.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments principaux

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape très importante dans le calcul d'une structure il permet l'estimation de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutres, poteaux) afin de pouvoir réaliser ultérieurement les vérifications de l'ensemble des portiques soumis aux charges verticales et horizontales.

On procède au pré-dimensionnement de chaque élément selon les règles de calcul CCM97, EC3 et EC4, on vérifiant la condition de résistance pour les éléments comprimés et pour les éléments fléchies les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche.
- Condition de résistance.

II.2 Etude d'un plancher collaborant

Un plancher collaborant est un élément horizontal supportant des charges gravitaires on distingue deux types :

- a. Plancher courant
- b. Plancher terrasse

II.3 Hypothèse de calcul**II.3.1 Phase de construction**

Dans cette phase le profilé d'acier travaille seul et il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton frais.
- La surcharge de construction ouvrière.

II.3.2 Phase finale

La vérification doit être effectuée pour la dalle mixte après durcissement du béton et après enlèvement des étais. Les charges considérées pour la vérification sont :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton (sec).

- La surcharge d'exploitation.
- La largeur de la dalle collaborant

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 :

$B_{\text{eef}} : \inf$

$$\begin{cases} \frac{2L_0}{8} \\ b \end{cases} \text{ Avec } L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuyée et } b \text{ entre les poutres}$$

II.4 Estimation des charges des planchers

Dans cette étape, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les planchers de notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et qui varient selon l'usage du bâtiment et les matériaux utilisés. Il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

II.4.1 Charges permanentes

La charge permanente représente le poids de tous les éléments permanents d'un bâtiment, que ce soit structurel ou non.

- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 1: Charge permanent de plancher terrasse

Matière	épaisseur (Cm)	le poids (KN)	g (kn/m ²)
Gravier	5	17	0,85
étanchéité multicouche	5	2,4	0,12
forme de pente	10	22	2,2
isolation thermique	4	4	0,16
dalle en béton armé	13	25	2,57
bac d'acier hi bond 55	0,1	0,093	0,093
Climatisation	/	0,40	0,40
faux plafond	/	0,30	0,30
Total			6,693

➤ Plancher étages courants

Tableau II. 2: charge permanent de plancher terrasse

Matière	Epaisseur (Cm)	le poids(KN)	G (KN/M ²)
Cloisonnement	/	1	1
Grès Cérame	1,2	23 ,33	0,28
Mortier de pose	2	20	0,4
Dalle en béton armé	13	25	2,57
bac d'acier hi bond 55	0,1	0,093	0,093
Climatisation	/	0,40	0,40
Faux plafond	/		0,30
Total			5,043

II.4.2 La charge d'exploitation

Les charges d'exploitation notées « Q », correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Tableau II. 3: Evaluation de charge d'exploitation

Action permanente	Charge D'exploitation (KN/M ²)
Planchers terrasse inaccessible	1
plancher étages courants	2.5
RDC	2,5
SOUS- SOL	2,5

II.5 Pré-dimensionnement des éléments de résistances

II.5.1 Dimensionnement des solives

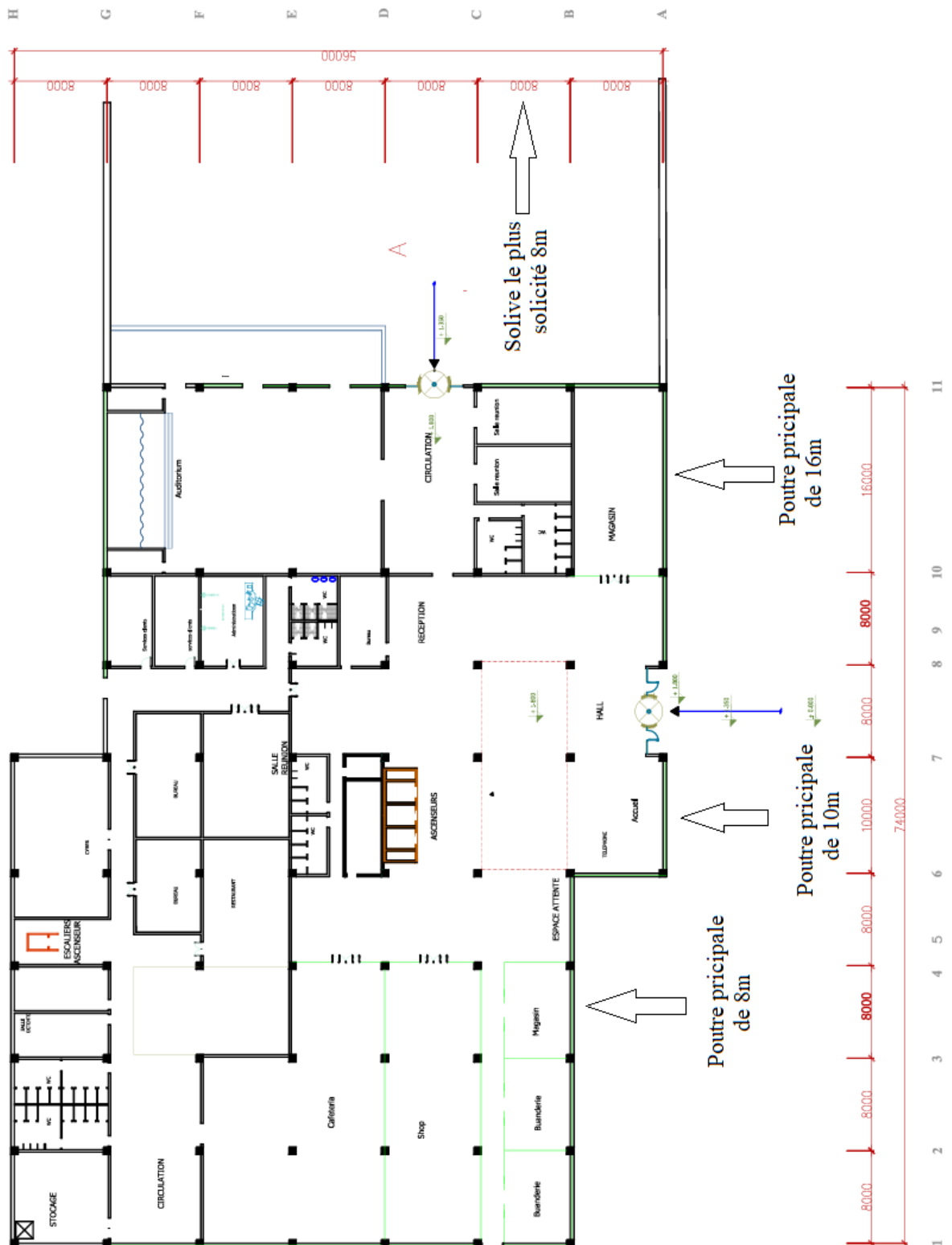


Figure II. 1: Schéma statique des éléments principaux

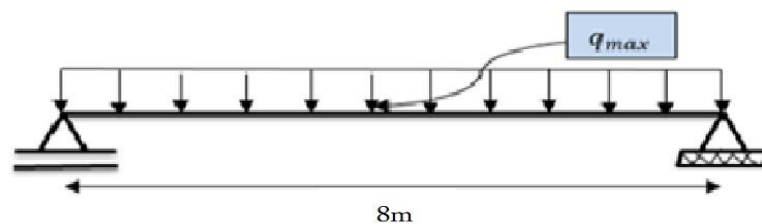
II.5.1.1 Plancher terrasse

Au niveau du plancher terrasse, la solive la plus sollicitée à une longueur $L = 8\text{m}$

Par tatouement on prend IPE 240 dont les caractéristiques sont les suivants :

Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé IPE240

Profilé	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE240	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	3892	283,6	366,6	9,97	2,69



1) Phase de construction

Poids de profilé $gp = 0,307 \text{ kN/ml}$

Poids de Bac d'acier Hi-BOND 55..... $G_b = 0,093 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de béton frais $G = 2,57 \text{ kN/m}^2$

Surcharge des ouvriers $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

a) Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de **2 m**.

➤ ELU :

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

$$q_u = 1,35[G_P + (G_{\text{béton}} + G_{\text{bac}}) \times e] + 1,5(Q_c \times e)$$

$$q_u = 1,35[0,307 + (0,15 + 2,875) \times 2] + 1,5(0,75 \times 2)$$

$$q_u = 10,83 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = GP + (Gb_\text{béton} + Gb_\text{ac}) + (Qc \times e)$$

$$q_s = 0,307 + 2(0,15 + 2,875) + (0,75 \times 2)$$

$$q_s = 7,857 \text{ KN/ml}$$

b) Classification du profilé

- Semelle

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \rightarrow \frac{56,9}{9,8} = 5,806 \leq 8,31 \rightarrow \text{semelle classe 1}$$

- Ame

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{220,4}{6,2} = 34,54 \leq 66,24 \rightarrow \text{Ame classe 1}$$

c) Vérification à la flexion

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{10,83 \cdot 8^2}{8} = 86,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{1,1} = \frac{366,6 \cdot 275}{1,1} = 91,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl}, \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$r = M_{sd} / M_{pl,rd} = 0,94$$

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

d) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{10,83 \cdot 8}{2} = 43,32 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b \times tf + (tw + 2r) = 1914 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{A_v \cdot f_y}{1,1 \cdot 3} = \frac{1914 \cdot 275}{1,1 \cdot 3} = 276,26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl}, r_d = 138,13 \text{ KN}$$

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

$$r = V_{sd} / V_{pl} = 0,15$$

e) Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :

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

Tableau II. 5: valeur limites recommandée pour les flèches verticales

Cas de structures	Flèche admissible max (δ_{adm})
Toitures en général	$\frac{\ell}{250}$
Toitures supportant fréquemment du personnel d'entretien	$\frac{\ell}{300}$
Planchers en général	$\frac{\ell}{300}$
Planchers et Toitures des supportant cloisons en plâtre	$\frac{\ell}{350}$
Planchers supportant des poteaux	$\frac{\ell}{500}$

$q_{service}$ (KN/ml)	L (mm)	E (N/mm ²)	I_y (mm ⁴)
7,857	8000	2,1.10 ⁵	3892.10 ⁴

$$f_{max} = \frac{5 \times 7,857 \times 8000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 51,27 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

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

$$f_{max} \geq f_{adm}$$

La condition de la rigidité ne vérifie pas donc en ajoute des étaielements

$$f_{et} = \frac{5 \times 7,857 \times 4000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 3,20 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L/2}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$f_{max} \geq f_{adm}$ Condition vérifiée

f) Vérification du déversement

En résistance des matériaux, le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{\chi_{Lt} * w_{pl} * f_y}{\gamma_{m0} * \beta_w}$$

Avec :

(classe 1,2)	α_{LT}	γ_{m1}
1	0.21	1.1

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{Lt} - 0,2) + \lambda_{Lt}^2]$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{K_L / i_z}{\sqrt{C_1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + 1/20 \left[\frac{\frac{K_L}{i_z}}{h/t_f} \right]^2 \right]}^{0,25}}$$

Avec :

K	K _w	C1	L	λ_{LT}	ϵ	λ_1	λ_{LT}
1	1	1.132	8000	80,20	0.924	86.77	0,92

$$\overline{\lambda_{LT}} > 0.4 \text{ Donc il y a un risque de diversement}$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,92 - 0,2) + 0,92^2] = 0,99$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{0,99 + \sqrt{0,99^2 - 0,92^2}} = 0,73$$

Donc :

$$M_{brd} = 0,73 \times 1 \times 336,6 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} = 61,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{10,83 \times 4^2}{8} = 21,66 \text{ KN.ml}$$

$$M_{sd} \leq M_{brd} \text{Condition vérifié}$$

$$r = M_{sd} / M_{brd} = 0,35$$

2. Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte travaille ensemble, les charges de la phase finale sont :

$$\text{Poids de profilé.....} G_p = 0,307 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente.....} G = 6,693 \text{ KN/m}^2$$

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

a) Largeur effective de la dalle de béton b_{eff}

$$b_{eff} = \inf\left\{2 \times \frac{l_o}{8} = 8m ; esp = 2m\right\}$$

l_o : Longueur libre de la poutre

esp : Entraxe des poutres

Donc : $b_{eff} = 2$

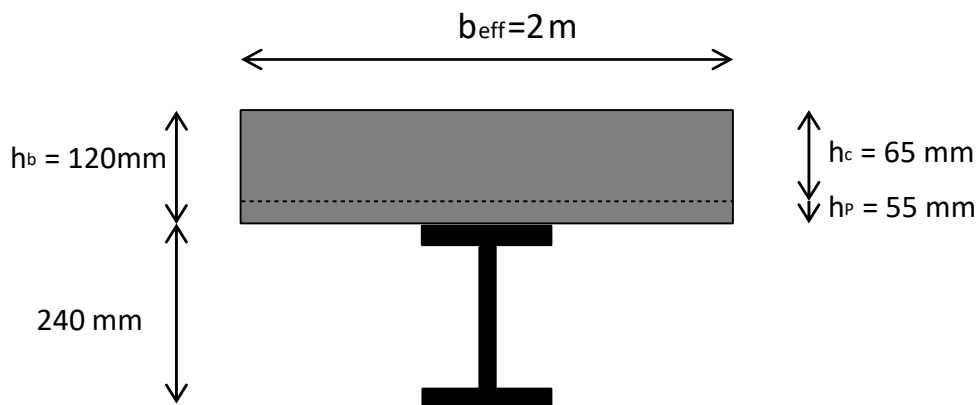


Figure II. 2: Schéma représentatif la largeur participante de la dalle pour une poutre de plancher.

b) Combinaison des charges

➤ ELU :

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

$$q_u = 1,35[0,307 + (6,693) \times 2] + 1,5 \times 2(1)$$

$$q_u = 22,35 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_p + e(G_t + g_{bac}) + (Q_c \times e)$$

$$q_s = 0,307 + 2(6,693) + 2(1)$$

$$q_s = 16,417 \text{ KN/ml}$$

c) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 65 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 1852,5 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 275 \times 3912 = 1022,01 \text{ kN}$$

$$\text{Donc :} \quad R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

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

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left[\left(\frac{h_a}{2} \right) + h_c + h_p - \left(\frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 1022,01 \times \left[\left(\frac{240}{2} \right) + 65 + 55 - \left(\frac{1022,01}{1852,5} \times \frac{65}{2} \right) \right] = 226,95 \text{ kN.m}$$

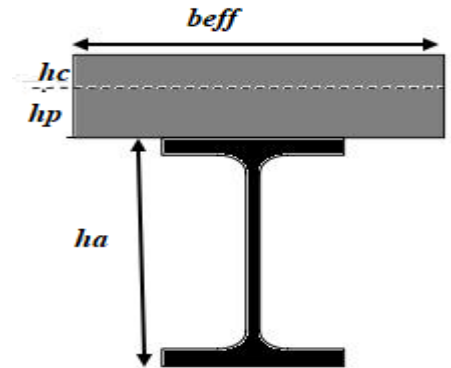
d) Vérification à la flexion

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

$$= 178,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$r = M_{sd} / M_{pl,rd} = 0,78$$



e) Vérification à l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = 89,4 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2b \times tf + (tw + 2r)tf = 1914 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1914 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1\sqrt{3}} = 276,262 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 89,4 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{pl,rd} = 138,13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$r = V_{sd} / V_{pl,rd} = 0,32$$

f) Vérification de rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{EI_c} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$Z_a = \frac{h}{2} = \frac{240}{2} = 120 \text{ mm}$$

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

$$Z_b = 240 + 55 + 32,5 = 327,5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c \cdot b_{eff} = 65 \cdot 2000 = 130000 \text{ mm}^2$$

$$z_{el} = \frac{Z_a \cdot A_a + Z_b \cdot \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}} = \frac{120 \cdot 3912 + 327,5 \cdot \frac{130000}{15}}{3912 + \frac{130000}{15}} = 262,96 \text{ mm}$$

$$I_c = I_a + \frac{h_c^3 \cdot b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - z_{el} \right)^2 + \frac{h_c \cdot b_{eff}}{n} \cdot \left(\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - z_{el} \right)^2$$

Donc : $I_c = 158,02 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{16,471 \cdot 8000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 158,02 \cdot 10^6} = 26,472 \text{ mm}$$

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

$f_{max} \leq \bar{f}$ Condition vérifiée

II.5.1.2 Calcul des connecteurs

II.5.1.2.1 Détermination de l'effort Prd

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{CK} E_C}}{\gamma_v} \quad \text{..Résistance dans le béton} \\ \quad \text{qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{..La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

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

E_c : Module de Young de béton.....30,5 KN/mm

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

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{120}{19} + 1 \right) = 1,46 \Rightarrow \alpha = 1$$

Alors :

$$P_{rd} = \inf (73,133 ; 81,656)$$

Donc : $P_{rd} = 73,133 \text{ KN}$

II.5.1.2.2 Influence du sens du bac d'acier

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

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_o}{h_p} \times \frac{h - h_p}{h_p}$$

N_r : Nombre de goujon par nervure (1 ou 2)

$$N_r = 1$$

$$h_p = 55 \text{ mm (Hauteur de nervure)}$$

$$h = 95 \text{ mm (Hauteur de goujon)}$$

$$b_o = 88,5 \text{ mm (Largeur moyenne de la nervure) [D'après la Fiche technique].}$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{88,5}{55} \times \frac{(95 - 55)}{55} = 0,82 < 1$$

II.5.1.2.3 Effort tranchant repris par les goujons

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

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (1852,5 \text{ kN} ; 1022,01 \text{ kN})$$

$$R_L = 1022,01 \text{ kN}$$

II.5.1.2.4 Nombre des connecteurs par demi-portée

$$N^{bre} \frac{R_L}{K_t * P_{rd}} = \frac{1022,01}{73,133 * 0,82} = 17,04$$

Soit $N=17$ goujons sur la demi longueur de la solive c'est-à-dire 34 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$e_{\max} \geq 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{8000}{34 - 1} = 150,94 \text{ cm}$$

$$e_{\min} \leq 150,94 \leq e_{\max}$$

On opte pour un espacement de 15 cm entre les goujons.

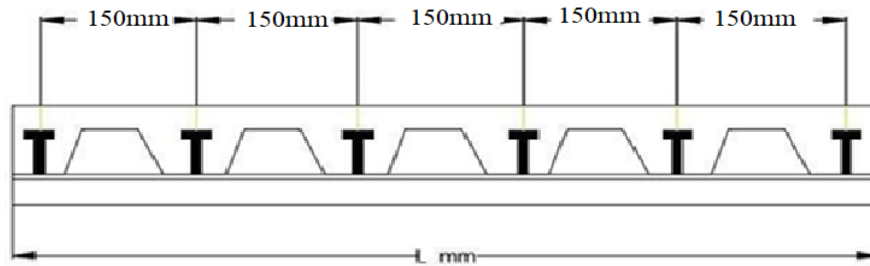


Figure II. 3: Schéma de position des connecteurs

II.5.1.2 Niveau d'Etage courant {G = 5.043 KN/m² et Q = 2.5 KN/m²}

➤ Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la solive d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 10,83 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 7,857 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 6: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase de construction)

Vérification du profile en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd= 86,64KN.m	Vsd =43,32 KN	$f_{\max} = 3,20 \text{ mm}$	Nbr = 34
Mplrd=91,6KN.m	Vplrd=276,2KN	$F_{\text{adm}} = 16\text{mm}$	Esp = 150mm
Ratio=94	Ratio=15	Ratio=20	
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

➤ Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la solive d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 22,5 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 16,117 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 7: Tableau récapitulatif de la solive d'étage courant (phase final)

Vérification du profile en phase de final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd= 180 KN.m	Vsd =90 KN	$f_{\max} = 25,90 \text{ mm}$	Nbr = 34
Mplrd=226,95KN.m	Vplrd=276,2KN	$F_{\text{adm}} = 32 \text{ mm}$	Esp = 150 mm
Ratio=79	Ratio=15	Ratio=80	
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Le profilé IPE240 est retenu pour les solives d'étage courant de notre structure.

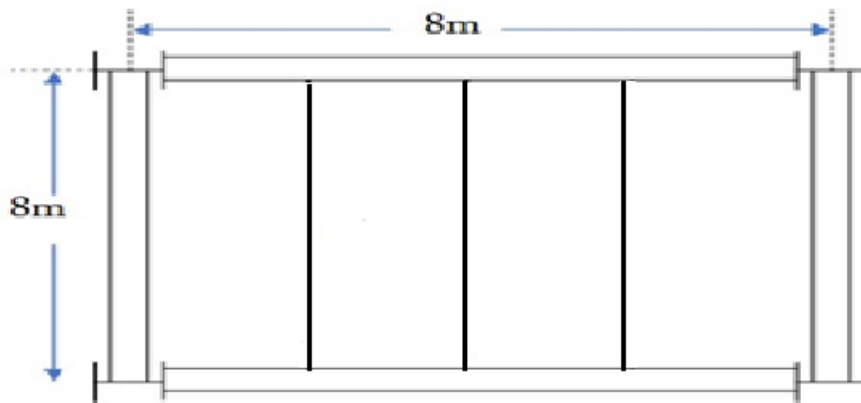
II.5.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médianes, avec un espacement entre deux poutres secondaires 8 m et un espacement entre poutre secondaire et deux solives de 2 m.

II.5.3 Dimensionnement de la poutre principale

- Nous avons 3 types des poutres :

II.5.3.1 Poutre de 8 m



➤ Niveau terrasse

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

Avec :

H : la hauteur de profile

L : la longueur de la poutre

$$\frac{8000}{25} \leq h \leq \frac{8000}{15}$$

$$320mm \leq h \leq 533,333mm$$

On prend IPE 450 dont les caractéristiques sont les suivants :

Tableau II. 8: Caractéristiques du profilé IPE 450

Profilé	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 450	77,6	59,87	500	200	16	10,2	48200	2124	2194	20,43	4,31

1. Phase de construction

Poids de profilé $gp = 0,776 \text{ kN/ml}$

Poids de Bac d'acier Hi-BONDE 55..... $G_b = 0,093 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de béton frais $G = 2,57 \text{ kN/m}^2$

Surcharge des ouvriers $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

a) Combinaison de charge

➤ ELU :

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

$$qu = 1,35[gp + (G_{\text{béton}} + g_{\text{bac}}) \times 0,2] + 1,5(Q_c \times 0,2)$$

$$qu = 1,35[0,776 + (0,093 + 2,57) \times 0,19] + 1,5(0,75 \times 0,19)$$

$$qu = 2,037 \text{ kN/ml}$$

➤ ELS :

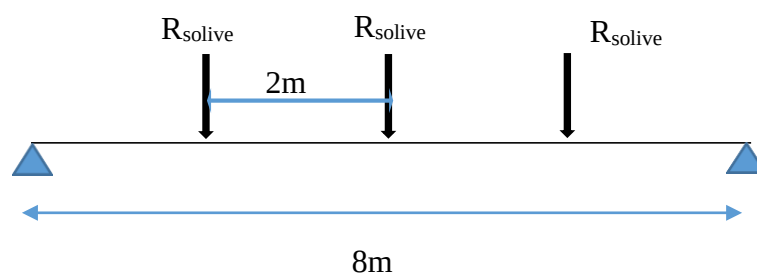
$$qs = G + Q$$

$$qs = gp + 0,2(G_{\text{béton}}) + (Q_c \times 0,2)$$

$$qs = 0,776 + 0,19(0,093 + 2,57) + (0,75 \times 0,19)$$

$$qs = 1,493 \text{ kN/ml}$$

b) Calcul des réactions des solives



On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale) on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R = \frac{q_{u(solive)} \times L}{2}$$

➤ ELU :

$$R_u = \frac{10,83 \times 8}{2} = 43,32 kN$$

➤ ELS :

$$R_s = \frac{7,857 \times 8}{2} = 31,42 kN$$

c) Classification du profilé

- Semelle

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \rightarrow \frac{94,9}{16} = 5,931 \leq 8,31 \rightarrow \text{semelle classe 1}$$

- Ame

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{468}{10,2} = 45,88 \leq 66,24 \rightarrow \text{Ame classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1

d) Vérification à la flexion

Le profilé IPE 450 est de classe I donc le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1702 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 425,5 kN.m$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} + \left(\frac{RL}{2} \times 2\right) = 362,856 kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$r = M_{sd} / M_{plrd} = 0,85$$

e) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \left(\frac{3P}{2} \times 2 \right) = 138,108 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 5058 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{5058 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1\sqrt{3}} = 730,059 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 142,024 \text{ kN} \leq 0,5V_{pl,rd} = 365,029 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$r = V_{sd} / V_{pl,rd} = 0,18$$

f) Vérification du déversement

La poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considérera que la poutre ne risque pas de se déverser.

g) Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 q_s \times L^4}{384 E I_y} + \frac{19 P L^2}{348 E I_y} \leq f_{adm}$$

Donc :

$$f_{max} = \frac{5 \times 8000^4 \times 1,493}{384 \times 33740 \times 10^4 \times 2,1 \times 10^5} + \left(\frac{19 \times 31,42 \times 8000^3}{348 \times 33740 \times 10^4 \times 2,1 \times 10^5} \times 2 \right) = 1,146mm$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{8 \times 10^3}{250} = 32mm$$

$$f_{max} < \bar{f} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Phase finale

Poids de profilé..... $g_p = 0,907KN/ml$

Charge permanente..... $G = 6,693KN/m^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 1KN/m^2$

a) Combinaison des charges

➤ ELU :

$$q_u = 1,35[g_p + (G_c + 0,19)] + 1,5(Q_c \times 0,19)$$

$$q_u = 1,35[0,776 + (6,693 \times 0,19)] + 1,5(1 \times 0,19)$$

$$q_u = 3,142KN/ml$$

➤ ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_p + 0,19(G_c) + (Q_c \times 0,19)$$

$$q_s = 0,776 + 0,19(6,693) + (1 \times 0,19)$$

$$q_s = 2,306KN/ml$$

b) Calcul des réactions des solives

➤ ELU :

$$R_u = \frac{22,35 \times 8}{2} = 89,4 kN$$

➤ ELS :

$$R_s = \frac{16,417 \times 8}{2} = 65,668 kN$$

c) Largeur effective de la dalle de béton

$$b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{l_o}{8} = 2m ; esp = 8m \right\} \begin{cases} l_o : \text{longueur libre de la poutre} \\ esp : \text{entraxe des poutres} \end{cases} \text{ Donc :}$$

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

d) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{Béton} = 0,57 \times b_{eff} \times hc \times f_{ck} \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = (0,57 \times 2000 \times 65 \times 25) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{Béton} = 1852,5 kN$$

$$R_{acier} = 0,95 \times A_a \times f_y$$

$$R_{acier} = (0,95 \times 98,82 \times 10^2 \times 275) \times 10^{-3} = 2581,672 kN$$

$$R_{Béton} < R_{acier}$$

$$R_w = 0,9 \times f_y \times d \times t_w = 0,95 \times 275 \times 378,8 \times 9,4 \times 10^{-3} = 930,238 kN$$

$$R_{Béton} > R_w$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé

e) Moment fléchissant

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

$$M_{pl,rd} = 2581,672 \times \left(\frac{450}{2}\right) + 1852,5 \times \left(\frac{65}{2} + 55\right) \times 10^{-3} = 742,969 kN.m$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} + \left(\frac{RL}{2} \times 2\right) = 740,336 kN.m$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$r = M_{sd} / M_{pl,rd} = 0,99$$

f) Effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \left(\frac{3P}{2} \times 2 \right) = 280,768 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{5085 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1\sqrt{3}} = 733,956 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$$V_{sd} = 280,768 \text{ kN} < 0,5V_{plRd} = 366,978 \text{ kN}$$

$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

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

$$r = V_{sd} / V_{plrd} = 0,38$$

g) Vérification de rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 q_s \times L^4}{384 EI_c} + \frac{19 PL^2}{348 EI_c} \leq f_{adm}$$

$$z_{el} = \frac{Z_a \cdot A_a + Z_b \cdot \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}} \quad \text{avec : } n=15$$

$$z_{el} = \frac{225 \cdot 98,82 \times 10^2 + 537,5 \cdot \frac{130000}{15}}{98,82 \times 10^2 + \frac{130000}{15}} = 371,012 \text{ mm}$$

Avec :

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ mm}$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450 + 55 + \frac{65}{2} = 537,5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c \cdot b_{eff} = 65 \cdot 2000 = 130000$$

$$I_c = I_a + \frac{h_c^3 \cdot \text{beff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - \text{zel} \right)^2 + \frac{h_c \cdot \text{beff}}{n} \cdot \left(\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - \text{zel} \right)^2$$

$$I_c = 33740 \times 10^4 + \frac{65^3 \cdot 2000}{12 \times 15} + 98,82 \times 10^2 \left(\frac{450}{2} - 371,012 \right)^2 + \frac{65 \cdot 2000}{15} \cdot \left(\left(450 + \frac{65 + 2 \times 55}{2} \right) - 371,012 \right)^2$$

$$I_c = 79135,559 \times 10^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 8000^4 \times 2,306}{384 \times 79135,559 \times 10^4 \times 2,1 \times 10^5} + \left(\frac{19 \times 65,668 \times 8000^3}{348 \times 79135,559 \times 10^4 \times 2,1 \times 10^5} \times 2 \right)$$

$$f_{\max} = 0,760 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{8 \times 10^3}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{\max} < \bar{f} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Niveau d'Etage courant** {G = 5.043 KN/m² et Q = 2.5 KN/m²}

1. Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la poutre d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 2,26 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 1,657 \text{ kN/ml.}$$

$$R_u = 43,32 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_s = 31,42 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 9 : Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase de construction)

Vérification du profile en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=364,64KN.m	Vsd=139 KN	f _{max} =0,899 mm	Nbr = 72
Mplrd=548,5KN.m	Vplrd=864,15KN	f _{adm} = 32mm	Esp = 112,67
Ratio=66	Ratio=16	Ratio=3	/

Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié
-------------------	-------------------	-------------------	-------------------

2. Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la poutre d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 3,69 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 2,488 \text{ kN/ml.}$$

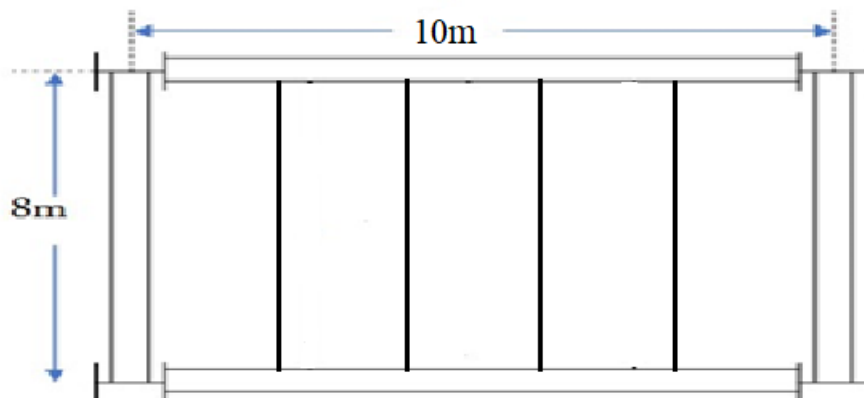
$$R_u = 90 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad R_s = 64,468 \text{ kN/ml}$$

Tableau II. 10: Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase final)

Vérification du profile en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=749,52KN.m	Vsd=284,76 KN	$f_{\max} = 0,857 \text{ mm}$	Nbr = 72
Mplrd=916,45KN.m	Vplrd=864,15KN	$f_{\text{adm}} = 32\text{mm}$	Esp = 112,67
Ratio=81	Ratio=33	Ratio=3	/
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Le profilé IPE500 est retenu pour les poutres d'étage courant de notre structure.

II.5.3.2 Poutre de 10 m



➤ Niveau terrasse_ {G = 5.043 KN/m² et Q = 1 KN/m²}

1. Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la poutre de terrasse est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 2,534 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 2,012 \text{ kN/ml.}$$

$$R_u = 43,32 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_s = 31,42 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 11: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase de construction)

Vérification du profile en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=540,09KN.m	Vsd=185,94KN	$f_{\max} = 0,028 \text{ mm}$	Nbr = 72
Mplrd=696,75KN.m	Vplrd=1044,14KN	$f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm}$	Esp = 140,84
Ratio=77	Ratio=18	Ratio=1	/
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

2. Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la poutre de terrasse est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 3,746 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 2,751 \text{ kN/ml.}$$

$$R_u = 89,4 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_s = 65,668 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 12: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase final)

Vérification du profile en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=1119,63KN.m	Vsd=376,33 KN	$f_{\max} = 1,193 \text{ mm}$	Nbr = 72
Mplrd=1165,32KN.m	Vplrd=1044,1KN	$f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm}$	Esp = 140,84
Ratio=96	Ratio=36	Ratio=1	/
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Le profilé IPE550 est retenu pour les poutres de terrasse de notre structure.

➤ **Niveau d'Etage courant** {G = 5.043 KN/m² et Q = 2.5KN/m²}

1. Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la poutre d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 2,534 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 2,012 \text{ kN/ml.}$$

$$R_u = 43,32 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_s = 31,42 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 13: Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase de construction)

Vérification du profile en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=540,09KN.m	Vsd=185,94KN	$f_{\max} = 0,028 \text{ mm}$	Nbr = 72
Mplrd=696,75KN.m	Vplrd=1044,14KN	$f_{\text{adm}} = 40\text{mm}$	Esp = 140,84
Ratio=77	Ratio=18	Ratio=1	/
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

2. Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la poutre d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

$$q_u = 3,750 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s = 2,720 \text{ KNkN/ml.}$$

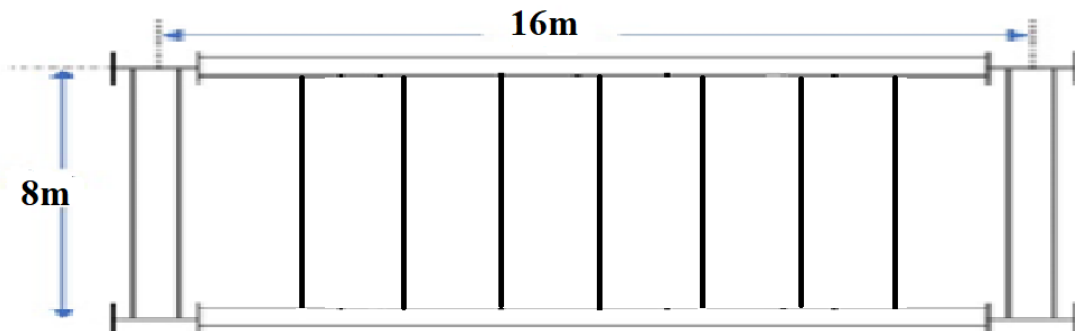
$$R_u = 90 \text{ kN/ml.} \quad \text{et} \quad R_s = 64,68 \text{ kN/ml.}$$

Tableau II. 14: Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase final)

Vérification du profile en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=1137,9KN.m	Vsd=378,75KN	$f_{\max} = 1,179\text{mm}$	Nbr = 72
Mplrd=1165,32KN.m	Vplrd=1044,1KN	$f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm}$	Esp = 140,84
Ratio=96	Ratio=36	Ratio=3	/
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Le profilé IPE550 est retenu pour les poutres d'étage courant de notre structure.

II.5.3.3 Poutre de 16 m



1. Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la poutre de terrasse est représenté dans le tableau suivant :

$$\{G = 6,693\text{KN/m}^2 \text{ et } Q = 5\text{KN/m}^2\}$$

Tableau II. 15: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase de construction)

Vérification du profile en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=1481,59 KN.m	Vsd=327,07KN	$f_{\max} = 0,64\text{mm}$	Nbr = 72
Mplrd=1830KN.m	Vplrd=1760,91KN	$f_{\text{adm}} = 40\text{mm}$	Esp = 225,35
Ratio=80	Ratio=18	Ratio=1	/
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

2. Phase finale

Le résultat obtenu pour la phase finale de la poutre de terrasse est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 16: Tableau récapitulatif de la poutre de terrasse (phase finale)

Le profilé HEB650 est retenu pour les poutres de terrasse de notre structure

Vérification du profile en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=2970,35 KN.m	Vsd=652,73KN	$f_{\max} = 1,293\text{mm}$	Nbr = 72
Mplrd=3085,31KN.m	Vplrd=1760,91KN	$f_{\text{adm}} = 40\text{mm}$	Esp = 225,35
Ratio=96	Ratio=37	Ratio=3,5	/
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

II.5.4 Pré- dimensionnement des poteaux

On a deux types des poteaux

Plancher terrasse

- ✓ Charge permanente : $G = 6,693\text{kN/m}^2$.
- ✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{ kN/m}^2$.

Plancher courant

- ✓ Charge permanente..... $G = 5,043\text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation..... $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

RDC

- ✓ Surcharge d'exploitation..... Q= 5KN/m

Sous-Sol

- ✓ Surcharge d'exploitation..... Q= 2,5KN/m²

II.5.4.1 Poteau central (le plus sollicité)

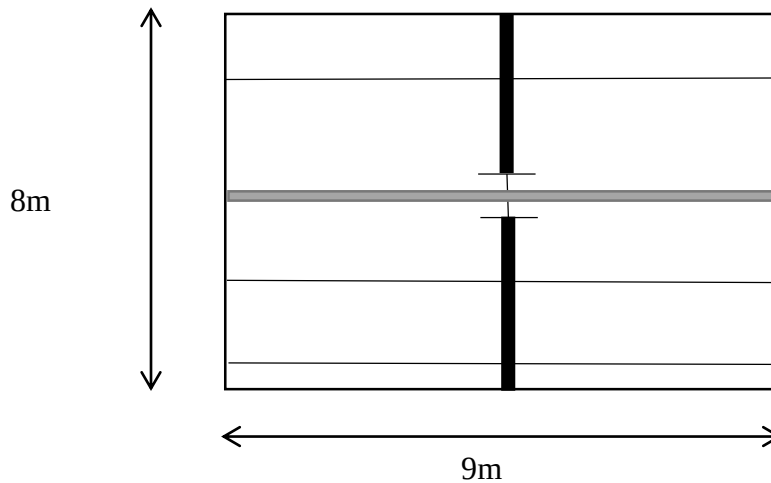


Figure II. 4: Poteau central.

- ✓ **La Descente des charges**

La surface qui revient au poteau est :

$$S_c (\text{Courant}) = 8 \times 9 = 72 \text{ m}^2$$

$$S_t (\text{Terrasse}) = 8 \times 9 = 72 \text{ m}^2$$

$$G_T = (G_T * S) + (G_{pp} * L_{pp}) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_C = (G_C * S) + (G_{pp} * L_{pp}) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_{RDC} = (G_{RDC} * S) + (G_{pp} * L_{pp}) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

Avec :

G_{pl} : Charge de plancher terrasse ou courant.

S : surface reprise par le poteau.

G_{pp} : Poids propre de la poutre principale.

L_{pp} : Longueur de la poutre principale

G_{ps} : Poids propre de la poutre secondaire.

L_{ps} : Longueur de la poutre secondaire.

G_{solive} : Poids propre des solives.

L_{solive} : Longueur des solives.

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}; \text{ avec: } \begin{cases} f_y = 275 \text{ MPa} \\ \gamma_{m1} = 1,1 \end{cases}$$

✓ **Charge permanente :**

$$G_T = (G_T * S) + \left(G_{IPE450} * \frac{L_{pp(8m)}}{2} \right) + \left(G_{IPE550} * \frac{L_{pp(10m)}}{2} \right) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_T = (6,693 * 72) + \left(0,776 * \frac{8}{2} \right) + \left(1,06 * \frac{10}{2} \right) + (0,307 * 8) + 4(0,307 * 8)$$

$$G_T = 528,644 \text{ KN}$$

$$G_C = (G_C * S) + \left(G_{IPE500} * \frac{L_{pp(8m)}}{2} \right) + \left(G_{IPE550} * \frac{L_{pp(10m)}}{2} \right) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_C = (5,043 * 72) + \left(0,907 * \frac{8}{2} \right) + \left(1,06 * \frac{10}{2} \right) + (0,307 * 8) + 4(0,307 * 8)$$

$$G_C = 410,368 \text{ KN}$$

✓ **Surcharge d'exploitation**

- **Plancher terrasse :** $Q_t \times S = 1,0 \times 72 = 72 \text{ kN}$
- **Plancher courant :** $Q_c \times S = 2,5 \times 72 = 180 \text{ KN}$

Tableau II. 17: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression)

Niveau	Surface (m2)	Loi de dégression	$Q_{cumulée}(KN/m^2)$	Surcharges (KN)
17	72	$\Sigma 0 = Q_0$	72	72
16	72	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	72	252
15	72	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2)$	72	396
14	72	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	72	504
13	72	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	72	576
12	72	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	72	612
11	72	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	72	612
10	72	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	72	702
9	72	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	72	792
8	72	$\Sigma 9 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	72	882
7	72	$\Sigma 10 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	72	972
6	72	$\Sigma 11 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	72	1062
5	72	$\Sigma 12 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	72	1152
4	72	$\Sigma 13 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$	72	1242
3	72	$\Sigma 14 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14})$	72	1332
2	72	$\Sigma 15 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15})$	72	1422
1	72	$\Sigma 16 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16})$	72	1512
RDC	72	$\Sigma 17 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16} + Q_{17})$ avec $Q_{17}=5$	72	1692

Tableau II. 18: La descente des charges (les poteaux centraux)

ETAGE	G (KN)	Q (KN)	G cumule (KN)	Q cumule (KN)	Nu (KN)	A (calculé) mm ²	Profilé	A mm ²
17	528,644	72	528,644	72	821,6694	3286,678	HEB240	10600
16	410,368	180	947,172	252	1656,6822	6626,729	HEB240	10600
15	410,368	180	1365,7	396	2464,695	9750,78	HEB240	10600
14	410,368	180	1784,228	504	3245,7078	12658,83	HEB400	19780
13	410,368	180	2202,756	576	3999,7206	15350,88	HEB400	19780
12	410,368	180	2621,284	612	4726,7334	17826,93	HEB400	19780
11	410,368	180	3039,812	612	5426,7462	20086,98	HEB600	27000
10	410,368	180	3458,34	702	6099,759	22887,04	HEB600	27000
9	410,368	180	3876,868	792	6745,7718	25687,09	HEB600	27000
8	410,368	180	4295,396	882	7364,7846	28487,14	HEB900	37130
7	410,368	180	4713,924	972	7956,7974	31287,19	HEB900	37130
6	410,368	180	5132,452	1062	8521,8102	34087,2408	HEB900	37130
5	410,368	180	5550,98	1152	9221,823	36887,292	HEM1000	44420
4	410,368	180	5969,508	1242	9921,8358	39687,3432	HEM1000	44420
3	410,368	180	6388,036	1332	10621,8486	42487,3944	HEM1000	44420
2	410,368	180	6806,564	1422	11321,8614	45287,4456	2(HEM1000 +HEB280)	57560
1	410,368	180	7225,092	1512	12021,8742	48087,4968	2(HEM1000 +HEB280)	57560
RDC	410,368	180	7643,62	1692	12721,887	50887,548	2(HEM1000 +HEB280)	57560

❖ 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.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = x_{min} * \beta_a \frac{A_{sec} * F_y}{\gamma_{m1}}$$

➤ Remarque : tous les poteaux sont bi-articulés sauf le poteau du RDC

❖ Méthode de calcul V

$$x_{min} = \min(x_y; x_z)$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_a}$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{Lf}{i}; \lambda_1 = 93.91\varepsilon; \beta_a = 1$$

➤ Exemple de calcul

Poteaux de RDC 2(HEM1000+HEB280)

Tableau II. 19: résultat de vérification de flambement pour poteau centrale de RDC

	Sens (y-y)	Sens (z-z)
β_a	1	1
λ_1	86.81	86.81
Lf	0.7*4200=2940	0.7*4200=2940
i	357,57	65,976
λ	8,22	44,56
$\bar{\lambda}$	0.094	0.513
α	0.21	0.34
φ	0.493	0.684
x	1,023	0,888
x_{min}	0,88_	
Nbrd	12778,32	
Nsd	12721,887	
Condition Vérifié		

Tableau II. 20 :Les sections finales pour les poteaux centraux de RDC

ETAGE	Profilé	Nsd (KN)	Nbrd (KN)	Ratio	Profilé final	Nbrd (KN)	Ratio
17	HEB240	821,669	2353,2	0,349	HEB260	2628,48	0,312
16	HEB240	1656,682	2353,2	0,704	HEB260	2628,48	0,630
15	HEB240	2464,695	2353,2	1,047	HEB260	2628,48	0,937
14	HEB400	3245,707	4391,16	0,739	HEB450	4839,6	0,670
13	HEB400	3999,720	4391,16	0,910	HEB450	4839,6	0,826
12	HEB400	4726,733	4391,16	1,076	HEB450	4839,6	0,976
11	HEB600	5426,746	4083,75	0,905	HEB700	6802,08	0,797
10	HEB600	6099,759	4083,75	1,017	HEB700	6802,08	0,896
9	HEB600	6745,771	4083,75	1,125	HEB700	6802,08	0,991
8	HEB900	7364,784	5615,91	0,893	HEM1000	8880	0,829
7	HEB900	7956,797	5615,91	0,965	HEM1000	8880	0,896
6	HEB900	8521,810	5615,91	1,033	HEM1000	8880	0,959
5	HEM1000	9221,823	6718,525	0,935	2(HEM1000 +HEB260)	11231,825	0,821
4	HEM1000	9921,835	6718,525	1,006	2(HEM1000 +HEB260)	11231,825	0,883
3	HEM1000	10621,846	6718,525	1,077	2(HEM1000 +HEB260)	11231,825	0,945
2	2(HEM1000 +HEB280)	11321,861	8705,95	0,886	2(HEM1000 +HEB280)	13437,05	0,842
1	2(HEM1000 +HEB280)	12021,874	8705,95	0,940	2(HEM1000 +HEB280)	13437,05	0,894
RDC	2(HEM1000 +HEB280)	12721,887	8705,95	0,995	2(HEM1000 +HEB280)	13437,05	0,946

II.5.4.2 Pré dimensionnement de poteau (RDC _ 2em etage)

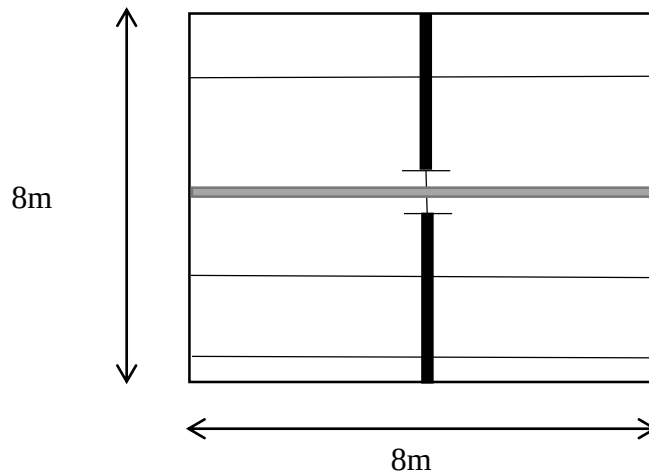


Figure II. 5 : Poteau de rive.

- La Descente des charges

La surface qui revient au poteau est :

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

- La charge permanente :

$$G_C = (G_C * S) + \left(G_{IPE500} * \frac{L_{pp}(8m)}{2} \right) * 2 + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_C = (5,405 * 64) + \left(0,907 * \frac{8}{2} \right) * 2 + (0,307 * 8) + 4(0,307 * 8)$$

$$G_C = 365,546 \text{ KN}$$

- La charge d'exploitation

$$\text{Plancher courant : } Q_c * S = 2,5 \times 64 = 160 \text{ KN}$$

Tableau II. 21: La charge d'exploitation sur le poteau de rive

Niveau	Surface(m2)	Qcumulée(KN/m2)	Surcharges (KN)
2	64	2,5	160
1	64	5	320
RDC	64	7,5	480

Tableau II. 22: La descente des charges (les poteaux de rive)

ETAGE	G (KN)	Q (KN)	G cumule (KN)	Q cumule (KN)	Nu (KN)	A (calculé) mm ²	Profilé	A mm ²
2	365,546	160	365,546	160	733,4871	2933,948	HEB220	9104
1	365,546	160	731,092	320	1466,9742	5867,896	HEB220	9104
RDC	365,546	160	1096,638	480	2200,4613	8801,845	HEB220	9104

❖ Vérification du flambement

Poteaux de rive de RDC HEB220

Tableau II. 23: résultat de vérification de flambement pour poteau de rive

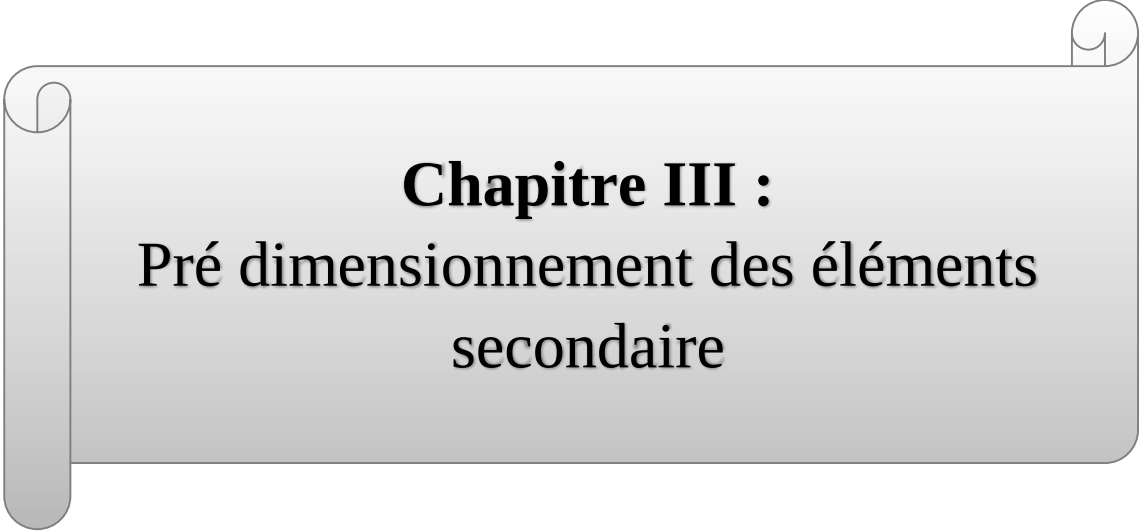
	Sens (y-y)	Sens (z-z)
β_a	1	1
λ_1	86.81	86.81
Lf	0.7*4200=2940	0.7*4200=2940
i	94,27	55,88
λ	31,18	52,61
$\bar{\lambda}$	0.359	0.606
α	0.21	0.34
φ	0.581	0.726
x	0,963	0,888
x_{min}	0,888	
Nbrd	2021,088	
Nsd	2464,695	
Condition Vérifié		

Tableau II. 24 : Les sections finales pour les poteaux poteau de rive

ETAGE	Profilé	Nsd (KN)	Nbrd (KN)	Ratio	Profilé final	Nbrd (KN)	Ratio
2	HEB220	733,487	2021,088	0,36	HEB240	2353,2	0.31
1	HEB220	1466,974	2021,088	0,72	HEB240	2353,2	0.62
RDC	HEB220	2200,461	2021,088	1,088	HEB240	2353,2	0.93

II.5 Conclusion :

Étude des éléments porteurs principaux (solives, poutres, planchers) assurant la stabilité de la structure. Leur dimensionnement a été réalisé selon les normes pour garantir sécurité et performance.

A decorative graphic of a scroll, rendered in light gray with a subtle gradient. It features a vertical strip on the left side and a horizontal strip that extends to the right, with both ends curled up like a scroll. The chapter title is centered within the horizontal part of the scroll.

Chapitre III :

Pré dimensionnement des éléments secondaire

III.1 Introduction

Dans ce chapitre on procède au calcul des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère.

III.2 Acrotère

III.2.1 Introduction

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

Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.

Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

III.2.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère

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

Hauteur : $H = 60\text{cm}$

Largeur : $b = 100\text{cm}$

Epaisseur : $e = 10\text{cm}$

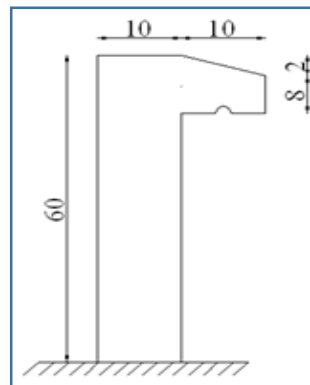


Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.

III.2.3 Principe de calcul

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

Son poids propre (W_p)

Un moment dû à la force horizontale F , avec:

$$F = \max (Q = 1\text{kN/ml} ; F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p)$$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.3.1 Evaluation des charges

- **Charge d'exploitation** : $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- **Charges permanentes** : le poids propre de l'acrotère pour 1m de largeur est égal à :

$$G = p \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

$$\text{Surface de l'acrotère : } s = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids volumique tel que : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Poids propre de l'acrotère : $G_{pp} = \rho b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Revêtement en ciment :

$\rho = 14 \text{ kN/m}^3$ et $e = 2 \text{ cm}$

$$G_{R.C} = \rho \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,2 \times (0,6 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,5) = 0,39 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{pp} + G_{R.C} = 2,11 \text{ kN/ml}.$$

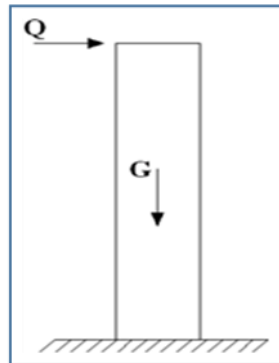


Figure III. 2 : Sollicitations de l'acrotère

III.2.4 Calcul de la force sismique

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué sur sa partie supérieure.

Si $F_p > 1,5Q > 1$, on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures.

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (**RPA99 version 2024**)

Avec :

F_p : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : Coefficient d'accélération pour la zone IV, groupe $\rightarrow A = 0,30$

C_p : Facteur de force horizontale donné par le $\rightarrow$ tableau (6-1) $C_p = 0,8W_p$

Poids de l'acrotère = 2,11 Kn/ml

$F_p = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 2,11 = 2,02 \text{ kN}$

$F_p = 2,02 \text{ kN}$

$Q_u = \max (1,5Q ; F_p)$

$Q_u = Q_h = 2,02 \text{ kN}$

Alors pour 1m de largeur on a :

$Q = 2,02 \text{ kN/ml}$

III.2.5 Calcul des efforts

Etat limite ultime :

- $N_u = 1,35 G = 2,848 \text{ kN}$

- $M_u = 1,5Q \times h = 1,521 \text{ kN.m}$

- $T_u = 1,5Q = 2,535 \text{ kN}$

Etat limite ultime :

$N_{ser} = G = 2,11 \text{ kN}$

$N_{ser} = Q \times h = 1,014 \text{ kN.m}$

$N_{ser} = Q = 1,69 \text{ kN.m}$

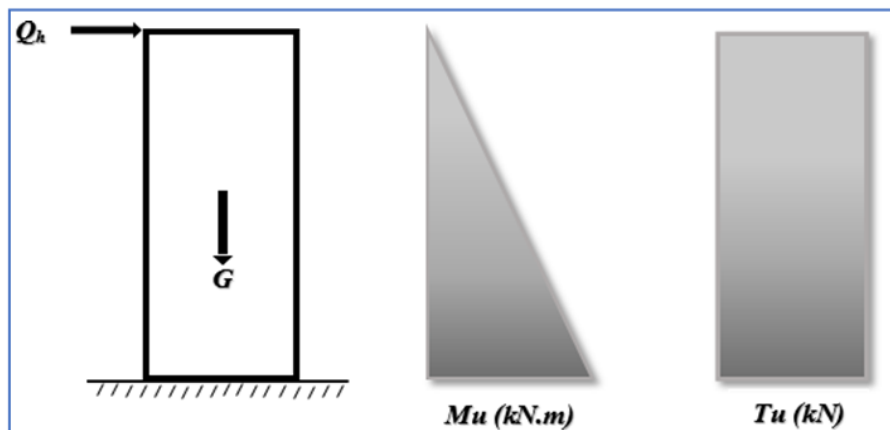


Figure III. 3: Diagrammes des efforts à L'ELU.

III.2.6 Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée et le calcul se fera à l'ELU :

Données :

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17,7 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$M_u = 1,521 \text{ kN.m}$; $N_u = 2,848 \text{ kN}$

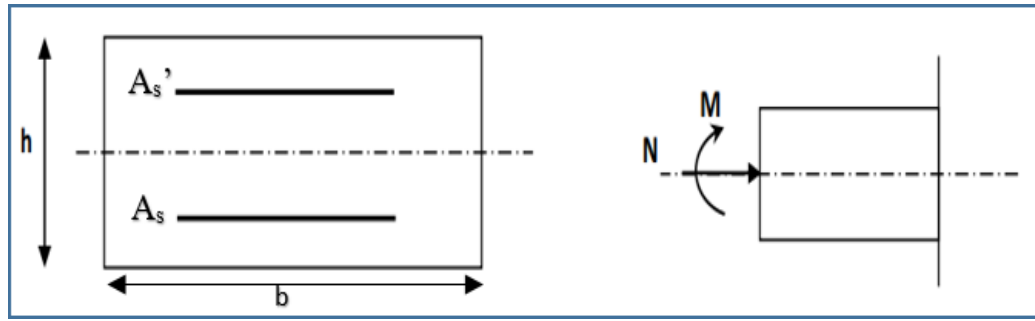


Figure III. 4: Section de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section ($h=10\text{cm}$).

c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton «enrobage» ($c=c'=2\text{cm}$).

$d = h - c$: Hauteur utile ($d=8\text{cm}$).

- Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 53.43$$

III.2.6.1 Calcul du moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1,521 + 2,848 \left(\frac{0,1}{2} - 0,2 \right) = 1,094 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \left(\frac{M_f}{bd^2 \times \sigma_{bc}} \right) = \left(\frac{1,094 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} \right) = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_{s'} = 0 \text{ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,021) = 0,089 \text{ m}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{2,84 \times 10^3}{348} = 0,39 \text{ m}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39 - \frac{2,86}{0,348} = 0,35 \text{ Cm}^2$$

On obtient : $A_{s1} = 0$ et $A_{s2} = 0,35 \text{ Cm}^2$

III.2.6.2 Condition de non fragilité

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}.$$

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2 ; 0,96 \text{ cm}^2\} = 1,09 \text{ cm}^2$$

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

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,77 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \rightarrow 0,425 \leq A_r$$

La section choisie est $A_r = 8T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{60-4}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

III.2.6.3 Vérifications

a) Vérification a L'ELS

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

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,014}{2,12} = 48,06 \text{ cm} ; \text{ On prend } e_0 = 57,5 \text{ cm}$$

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

On a : $e_0 = 57,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

- Position de l'axe neutre

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

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

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

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 57,5 = -52,5 \text{ cm}$$

- on doit résoudre l'équation suivante :

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

Avec :

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

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

Avec : $A_s' = 0$

$$\Rightarrow p = -8453,31 \text{ cm}^2; q = 297427,50 \text{ cm}^3$$

- D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 8453,31 Y_c^2 + 297427,50 = 0$$

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

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -1027,32 \times 10^6 < 0$$

$$\text{D'où : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,96$$

$$\cos \varphi = -0,99 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos (\varphi/3) = 85,51 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 35,69 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = -855 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 106,17$$

La solution qui convient est : $Y_c = 57,36 \text{ cm}$

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

$$0 < Y_{\text{ser}} = 4,86 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{\text{ser}} = 4,86 \text{ cm} \\ y_c = 57,36 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

$$I = \frac{100}{3} 4,86 + 15[4,71(0,9 - 4,86)^2]$$

$$I = 4934,28,73 \text{ cm}^4$$

b) Vérification des contraintes

- Contrainte du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,12 \times 10^3 \times 57,36 \times 10)}{4934,28 \times 10^4} \times 4,86 \times 10 = 1,13 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte de l'acier

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

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

$$\sigma_s = 15,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de L'effort tranchant

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{3,04 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,033 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

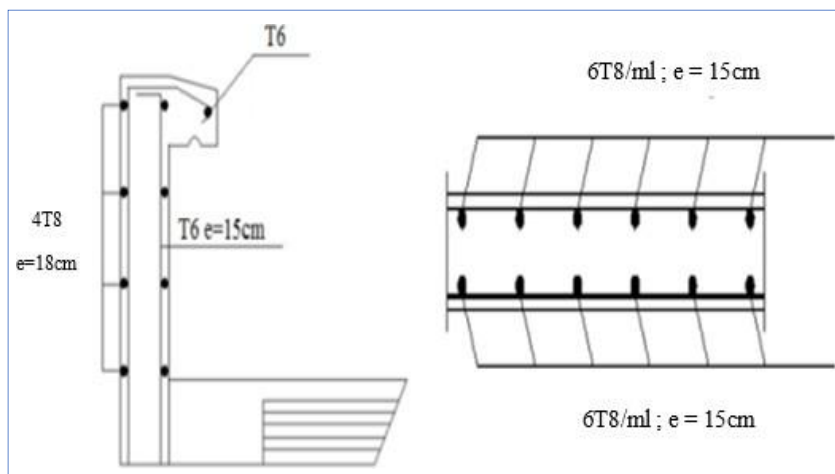


Figure III. 5: Ferrailage de l'acrotère.

III.3 escalier

III.3.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

III.3.2 Les caractéristiques des escaliers

- ✓ **L'emmarchement** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- ✓ **La contremarche** : Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives.
- ✓ **La hauteur de marche** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- ✓ **Le giron** : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- ✓ **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre
- ✓ **La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- ✓ **Le nez de marche** : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- ✓ **L'échappée** : hauteur libre de passage mesurée à l'aplomb des marches.
- ✓ **Le palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.

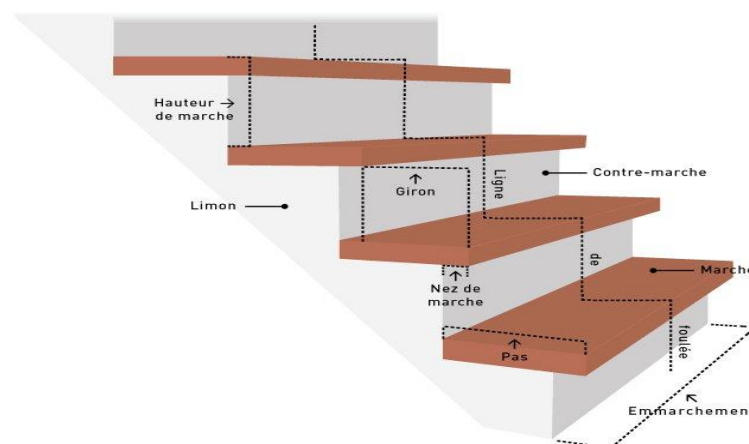


Figure III. 6 : Composante des escaliers.

III.3.3 Dimensionnement d'escalier

Nous avons deux types d'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir

$$54cm \leq 2h + g \leq 64cm$$

Soit

- h : hauteur de contre marche.
- H : hauteur d'un demi-étage.
- g : largeur de la marche.
- n : nombre de contre marche.
- n-1 : nombre de marche.
- L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On obtenir, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes pour le dimensionnement des marches g et les contre marche h on utilise la formule de

BLONDEL

$$54cm \leq 2h + g \leq 64cm$$

Type 1 :

❖ **Escalier des niveaux (RDC/1^{er}/2^{eme}) étage**

Hauteur d'étage H=2,1m

Longueur L=300cm

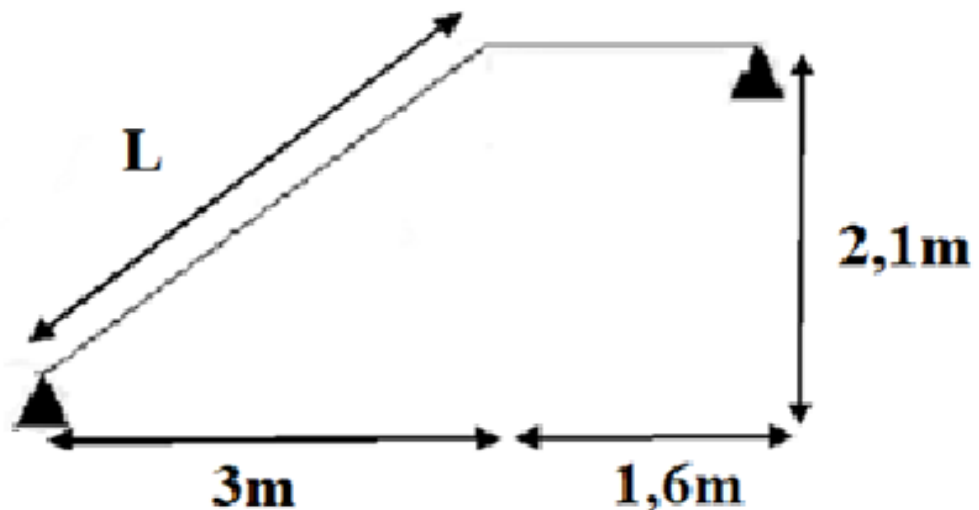


Figure III. 7: Schéma des escaliers.

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 784n + 420 = 0$$

Alors $n = 12$ marche

$$D'o\grave{u} \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{210}{12} = 18 \text{ cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{12-1} = 27,27 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification**

$$54 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$54 \text{ cm} \leq 2 \times 18 + 27,27 \leq 64 \text{ cm}$$

$$54 \text{ cm} \leq 63,27 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

➤ **Inclinaison de paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{210}{300} \Rightarrow \alpha = 34,99^\circ$$

➤ **La longueur de la paillasse et de palier**

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{210^2 + 300^2} = 366,196 \text{ cm} = 3,66 \text{ m}$$

$$L_{\text{Totale}} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 3,66 + 1,6 = 5,26 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse et de palier**

$$\text{Condition de l'épaisseur : } \frac{L_{\text{totale}}}{30} < e < \frac{L_{\text{totale}}}{20}$$

$$\frac{526}{30} < e < \frac{526}{20}$$

$$17,53 \text{ cm} < e < 26,3 \text{ cm}$$

On adopte : $e_{\text{paillasse}} = e_{\text{palier}} = 18 \text{ cm}$

III.3.4 Evaluation des charges

III.3.4.1 Palier et paillasse

Tableau III. 1: Evaluation des charges du palier et du paillasse d'escalier.

	Paillasse				Palier		
	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/)	Poids surfacique (KN/m²)	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	0.03	18	0.54
4	Poids propre	0.18/cosα	25	5.49	/	/	/
5	Poids propre des marches	0,18/2	25	2.25	0.18	25	4.5
6	Enduit de plâtre	0.02	18	0.36	0.02	18	0.36
G	(Charge permanent)	9.44 (KN/m²)			6,2 (KN/m²)		
Q	(Charge d'exploitation)	2.5 (KN/m²)					

III.3.4.2 Combinaison des charges

- E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q$
- E.L.S : $Q_s = G + Q$

Tableau III. 2: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q_u (KN/m ²)	Q_s (KN/m ²)
Palier	6,2	2.5	12,12	8.7
paillasse	9.44	2.5	16.5	11.94

Type 2 :

❖ Escalier des niveaux (3^{eme} _17^{eme}) étage

Hauteur d'étage H=180cm

Longueur L=300 cm

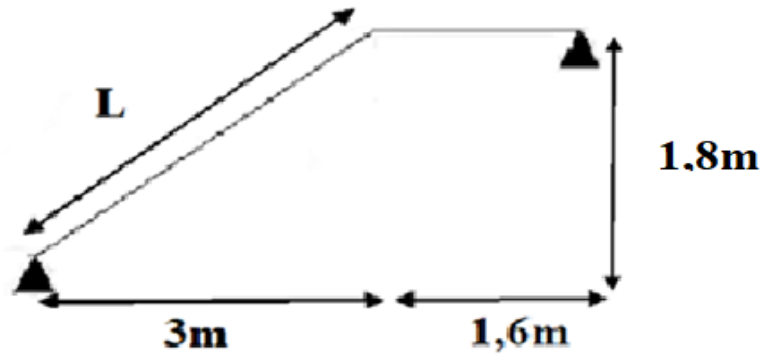


Figure III. 8: Schéma des escaliers.

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 724n + 360 = 0$$

Alors $n = 11$ marche

$$D'où \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{180}{11} = 16,36 \text{ cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{11-1} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification**

$$54 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$54 \text{ cm} \leq 2 \times 16,36 + 30 \leq 64 \text{ cm}$$

$$54 \text{ cm} \leq 62,72 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

➤ **Inclinaison de paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{180}{300} \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

➤ **La longueur de la paillasse et de palier**

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{180^2 + 300^2} = 349,85 \text{ cm} = 3.49 \text{ m}$$

$$L_{\text{Totale}} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 3.49 + 1.6 = 5,09 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse et de palier**

$$\text{Condition de l'épaisseur : } \frac{L_{\text{totale}}}{30} < e < \frac{L_{\text{totale}}}{20}$$

$$\frac{509}{30} < e < \frac{509}{20}$$

$$16,96 \text{ cm} < e < 25,45 \text{ cm}$$

On adopte : $e_{\text{paillasse}} = e_{\text{palier}} = 18 \text{ cm}$

III.3.5 Evaluation des charges

III.3.5.1 Palier et paillasse

Tableau III. 3: Evaluation des charges du palier et du paillasse d'escalier.

		Paillasse			Palier		
	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	0.03	18	0.54
4	Poids propre	0.18/cos α	25	5.49	/	/	/
5	Poids propre des marches	0,18/2	25	2.25	0.18	25	4.5
6	Enduit de plâtre	0.02	18	0.36	0.02	18	0.36
G	(Charge permanent)	9.44 (KN/m ²)			6,2 (KN/m ²)		
Q	(Charge d'exploitation)	2.5 (KN/m ²)					

III.3.5.2 Combinaison des charges

- E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q$
- E.L.S : $Q_s = G + Q$

Tableau III. 4: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q _u (KN/m ²)	Q _s (KN/m ²)
Palier	6,2	2.5	12,12	8.7
paillasse	9.44	2.5	16.5	11.94

Dans les deux cas, l'épaisseur et les charges sont identiques. Un seul ferrailage est donc prévu, correspondant de 4,2 mètre

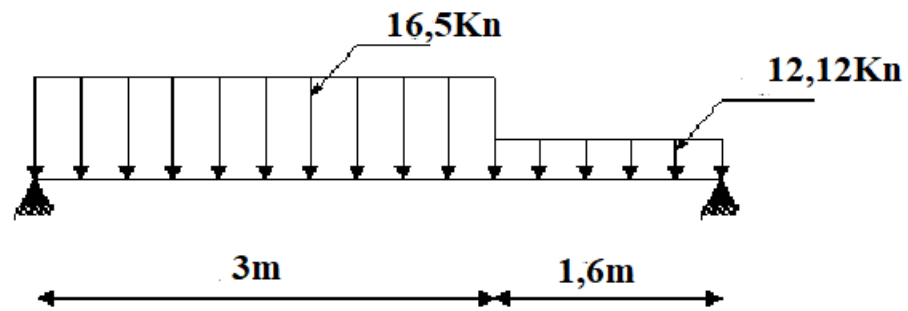


Figure III. 9 : Les charges de l'escalier (ELU).

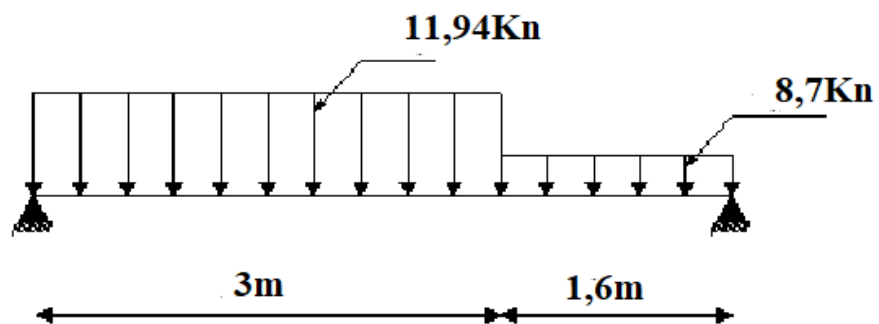
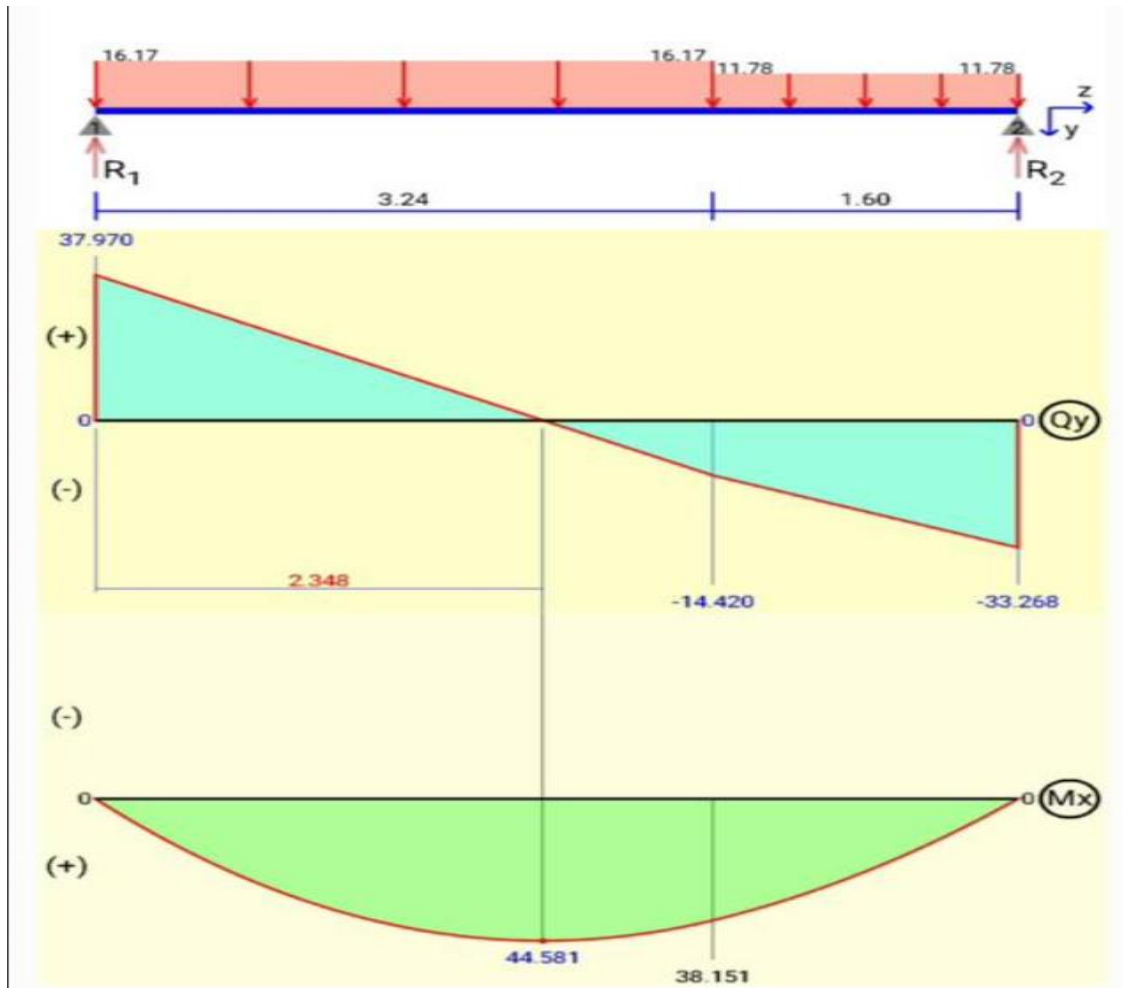


Figure III. 10: Les charges de l'escalier (ELS)

Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à ELU et ELS : a été faite en utilisant logiciel Beam Design

- ELU :

Calcule de moment max :



$$M(2.34) = 44.58 \text{ KN.m}$$

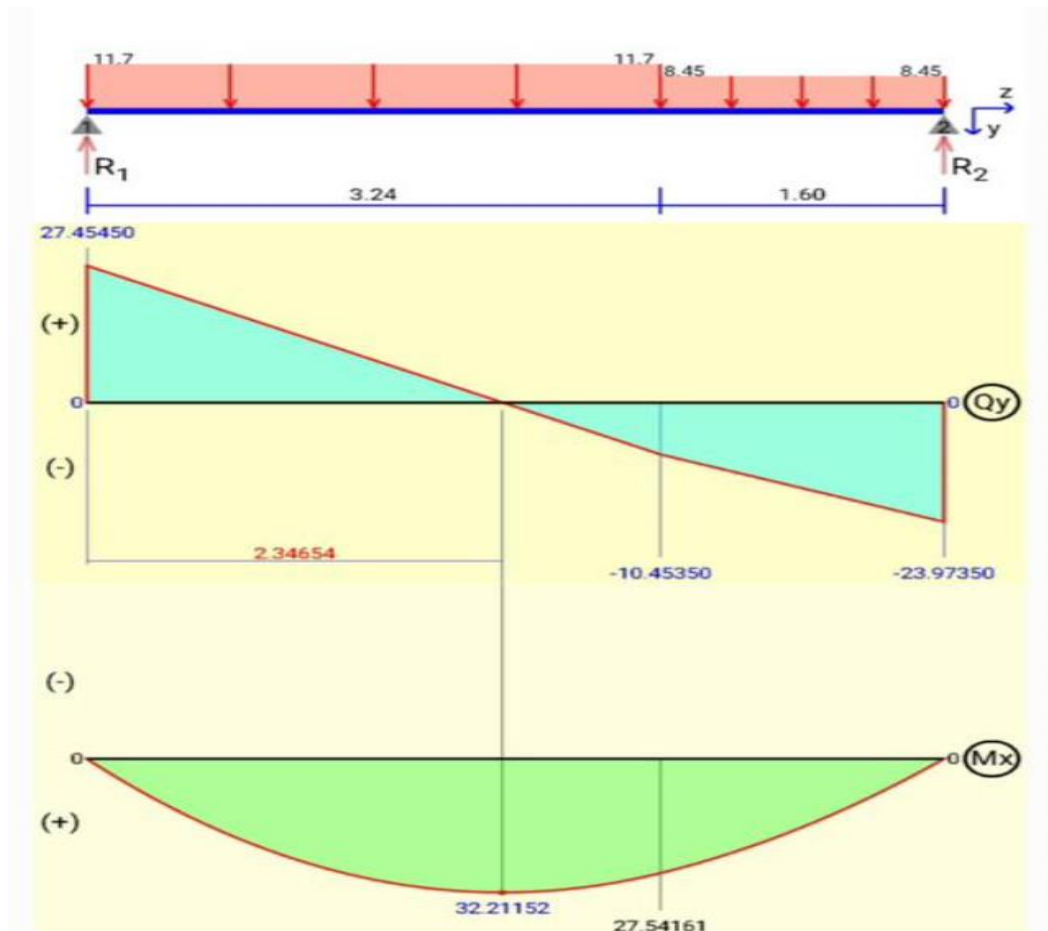
- ✓ Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.5M^{\max} = 0.5 \times 44.58 = 22.29 \text{ KN.m}$
- ✓ Qui conduit à un moment en travée : $M_t = 0.85M^{\max} = 0.85 \times 44.58 = 37.89 \text{ KN.m}$

Tableau III. 5: Les sollicitations à l'E.L.U

L volée (m)	L palier (m)	R _B (KN)	R _A (KN)	V ^{max} (KN)	M _x (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
3	1.6	33.26	37.97	37.97	44.58	22.29	37.89

- ELS :

Calcule de moment max :



$$M(2.35) = 32.21 \text{ KN.m}$$

- ✓ Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.5M^{\max} = 0.5 \times 32.21 = 16.11 \text{ KN.m}$
- ✓ Qui conduit à un moment en travée : $M_t = 0.85M^{\max} = 0.85 \times 32.22 = 27.39 \text{ KN.m}$

Tableau III. 6: Les sollicitations à l'E.L.S.

L volée (m)	L palier (m)	R_B (KN)	R_A (KN)	$V^{\max}$ (KN)	M_x (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
3	1.6	23.97	27.45	27.45	32.21	16.11	27.39

Tableau III. 7: Les résultats

	E.L.U	E.L.S
$M_t^{\max}$ (KN.m)	37.89	27.39
$M_a^{\max}$ (KN.m)	22.29	16.11
$V^{\max}$ (KN)	37.97	27.46

III.3.6 Calcul de ferrailage

- E.L.U :

Tableau III. 8: Paramètre des calculs

notations	Dimensions			caractéristiques	
	Valeur	unités	notation	valeur	unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	18	cm	Fe	400	MPa
d	16,2	cm	σ_{bc}	15	MPa
c	2.5	cm	γ_b	1.5	/
c'	4	cm	γ_s	1.15	/

❖ En travée

$$M_t = 37.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{37.89 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.17} = 0.101$$

$$\mu = 0.101 < \mu = 0.371$$

Donc on des armateurs tendus seulement $A's=0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}}{0.8} = 0.113$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 162(1 - 0.4 \times 0.113) = 154,67 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{37.89 \times 10^6}{154,67 \times \frac{400}{1.15}} = 704,29 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 7.04 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) b.d = 0.23 \left(\frac{2.1}{400} \right) 1000 \times 162$$

$$A_{\min} = 195,61.088 \Rightarrow \text{mm}^2 = 1.95 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{Condition verifiée}$$

➤ Choix des armateurs

$$A_s = 10T10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis

$$M_a = 22.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{22.29 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.17} = 0.059$$

$$\mu = 0.059 < \mu = 0.371$$

Donc on q des armateurs tendus seulement A's=0

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}}{0.8} = 0.076$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 162(1 - 0.4 \times 0.076) = 157,07 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{22.29 \times 10^6}{157,07 \times \frac{400}{1.15}} = 404.33 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) b.d = 0.23 \left(\frac{2.1}{400} \right) 1000 \times 162$$

$$A_{\min} = 195,61.088 \Rightarrow \text{mm}^2 = 1.95 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{Condition verifiée}$$

➤ **Choix des armateurs**

$$A_s = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 9: Les résultats de la flexion simple

	Mu (KN.m)	μ	$\mu > \mu_r$	A's (cm ²)	α	Z (cm)	A _{scal} (cm ²)	choix	A _{schoisir} (cm ²)
Travée	37.89	0.101	Oui	0	0.113	154,67	7.04	10T10	7,85
Appuis	22.29	0.059	Oui	0	0.076	157,07	4.04	6T10	4,71

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r \leq \frac{A_{schoisir}}{4}$$

Tableau III. 10: Les résultats des armateurs de répartition

	A _{schoisir} (cm ²)	A _r (cm ² /ml)	A _{rchoisir} (cm ²)
En travée	10T10=7,85	1,96	4T8=2.01
En appuis	6T10=4,71	1.17	4T8=2.01

Espacement entre les armatures

➤ **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

✓ **Travée**

$$S_t = \frac{d}{8} = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$$

✓ **Appuis**

$$S_t = \frac{d}{6} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

On prend St= 16 cm

➤ **Armatures transversales**

$$S_t \leq \min(3h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

✓ **Travée**

$$S_t = \frac{d}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$$

✓ **Appuis**

$$S_t = \frac{d}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$$

III.3.6.1 Vérification à ELS (contraint)➤ **Travée**

$$M_{ser} = 27.39\text{ KN.m} \quad A_s = 7.85\text{cm}^2$$

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas des vérifications à faire sur l'état des ouvertures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression, il est nécessaire de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Tel que :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

Avec :

- M_{ser} : moment en travée à ELS.
- I : moment d'inertie de la section.

$$I = \frac{1}{3} b \times Y^3 + n \times A'_s (y - c')^2 - 15A_s (d - y)^2$$

- Y : position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + n \times A'_s (y - c') - 15A_s (d - y) = 0$$

On a:

$$b = 100\text{ cm}$$

$$d = 18 \times 0.9 = 16.2\text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$\Rightarrow Y = 5.22\text{ cm}$$

$$I = 18937.20\text{ cm}^4$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{27.39 \times 10^6}{18937.20 \times 10^4} \times 52.2 = 7.54\text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 7.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Appuis

$$M_{ser} = 16.11 \text{ KN.m}; \quad A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas des vérifications à faire sur l'état des ouvertures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression, il est nécessaire de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Tel que :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

Avec :

M_{ser} : Moment en travée à ELS.

I : moment d'inertie de la section.

$$I = \frac{1}{3} b \times Y^3 + n \times A'_s (y - c')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

Y : position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + n \times A'_s (y - c') - 15 A_s (d - y) = 0$$

On a :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \times 0.9 = 16.2 \text{ cm} \quad ; \quad n = 15$$

$$\Rightarrow Y = 4.12 \text{ cm}$$

$$I = 12640.85$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{16.11 \times 10^6}{12640.85 \times 10^4} \times 41.62 = 5.25 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 5.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

III.3.6.2 Vérification de l'effort tranchant

Il est nécessaire de vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Tel que :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (2.5 \text{ MPa} \mid 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec :

- $T_u = 37.97 \text{ KN}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 16,2 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{37.97 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.234 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_u = 0.234 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

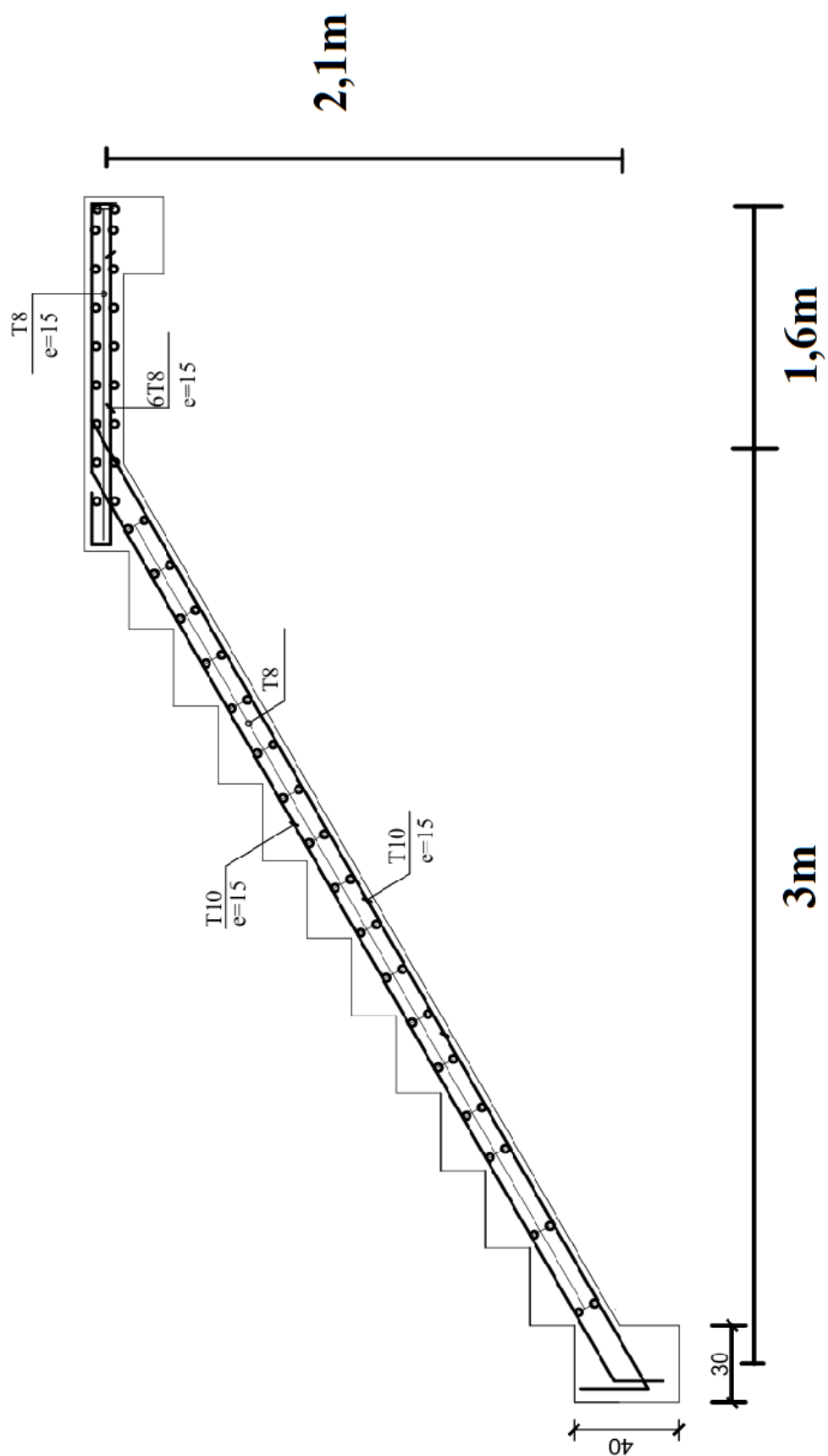
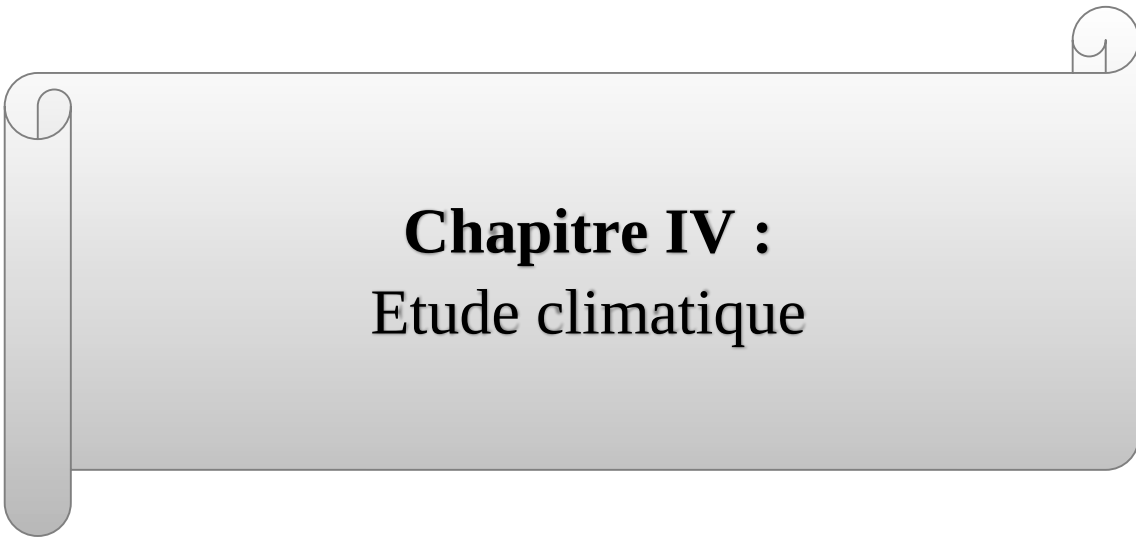


Figure III. 11 : Ferrailage des escaliers

III.3 conclusion

Ce chapitre traite des éléments secondaires de la structure, comme les escaliers et l'acrotère. Bien qu'ils ne participent pas directement à la stabilité globale, ils sont indispensables pour la fonctionnalité et l'utilisation du bâtiment. Leur conception et leur mise en œuvre influencent la qualité de l'ouvrage et le confort des usagers.

A decorative horizontal scroll graphic with a light gray gradient fill and a thin black outline. The scroll is unrolled in the center, with the ends curling upwards at the left and right edges.

Chapitre IV :

Etude climatique

IV.1 Effet du vent

IV.1.1. Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et les principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

IV.1.2. Action du vent

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

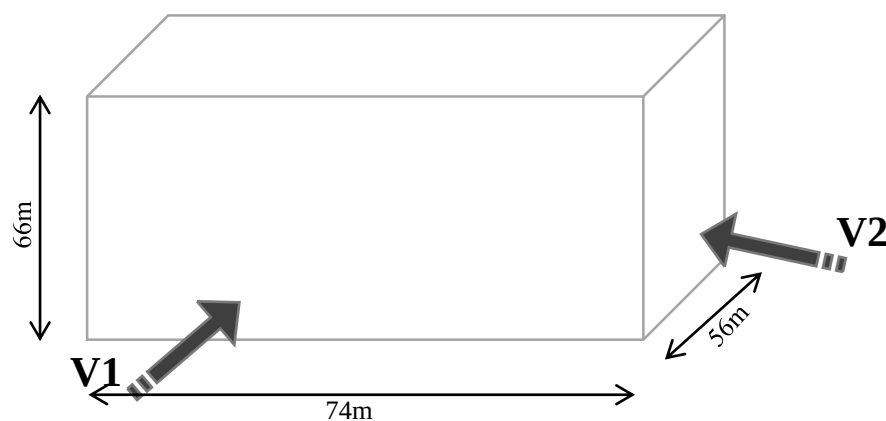


Figure IV. 1 : Direction principale de vent.

IV.1.3. Coefficients de calcul

IV.1.3.1. Effet de la région

Notre structure est située à wilaya de ALGER dans a zone B dont la pression de référence est :

$$q_{ref} = 375 N/m^2$$

IV.1.3.2. Catégorie de terrain (cf. RNV2013 chapitre 2 § 2.4.3).

La structure sera implantée sur centre-ville de la wilaya de ALGER (site plats altitude par rapport au niveau de la mer est 130m) donc la catégorie de terrain est IV

D'où :

- Le facteur de terrain $KT = 0.234$
- Le paramètre de rugosité $z_0 = 1 \text{ m}$
- La hauteur minimale $z_{\min} = 10 \text{ m}$.
- $\varepsilon = 0,67$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

IV.1.3.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent $C_e(z)$ est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- C_r : coefficient de rugosité
- C_t : coefficient de topographie
- z (en m) : est la hauteur considérée
- $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence

IV.1.3.4. Détermination du coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t * \ln \frac{z}{z_0} & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_t * \ln \frac{z_{\min}}{z_0} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain

z_0 : paramètre de rugosité

$z_{\min}$: hauteur minimale

z : hauteur considéré

IV.1.3.5. Coefficient de topographie

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$

IV.1.3.6. Intensité de turbulence

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart de type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et donnée par l'équation

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z}{z_0}} & \text{pour } z \geq z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z_{min}}{z_0}} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

IV.1.4. Décrochement en élévation

Dans notre cas, les dimensions h , b et d sont à définir séparément pour chaque obstacle indépendant, au besoin en définissant la dimension d comme indiqué à la suivant.

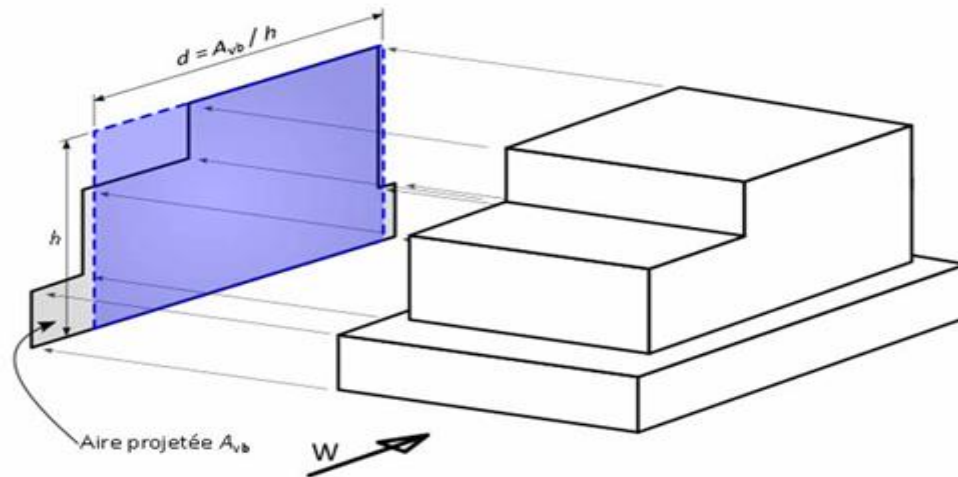


Figure IV. 2 : Dimensions à considérer pour un bâtiment à décrochement en élévation
Certaines constructions peuvent être considérées comme constituées de plusieurs obstacles aérauliques indépendants. Ce cas se présente si au moins une des conditions ci-dessous est observée pour la direction de vent considérée :

- a) La différence de largeur de maître couple à l'interface des deux obstacles est plus grande que le double de la hauteur de l'obstacle inférieur
- b) Le retrait dans la direction du vent de l'obstacle supérieur par rapport à l'obstacle inférieur est plus important que le minimum entre le double de sa hauteur et la distance e calculée pour l'obstacle inférieur isolé

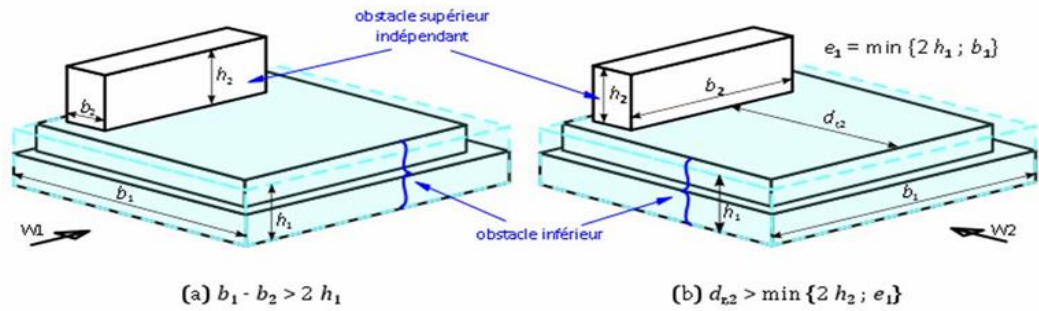


Figure IV. 3 : Construction comportant plusieurs obstacles aérauliques pouvant être considérés comme indépendants

- La première condition permet de s'assurer que la distance offerte à l'air pour contourner l'obstacle inférieur par le haut est au moins équivalente à la distance qui lui est offerte pour le contourner par les côtés.
- La seconde condition correspond à la distance à partir de laquelle l'écoulement de l'air retrouve un état comparable à celui qui règne en amont de l'obstacle.

Dans ce cas, les dimensions h , b et d sont à définir séparément pour chaque obstacle indépendant.

La pression dynamique de pointe peut être calculée pour chacun des obstacles en fonction de sa hauteur maximale z au-dessus du sol. La règle de distribution de la pression sur la face au vent donnée à la classe **7.2.2(1) de la NF EN 1991-1-4 [1]** est également appliquée pour chaque obstacle considéré séparément.

IV.1.4.1. Direction du vent V1

On a : $b_1 = 74,00 \text{ m}$, $h_1 = 12,6 \text{ m}$, $d = 56 \text{ m}$

$b_2 = 26,00 \text{ m}$, $h_2 = 47,4 \text{ m}$

- Vérification de la condition de décrochement :

$$b_1 - b_2 \geq 2 * h_1$$

$$74,00 - 26,00 \geq 2 * 12,6$$

$$48 \geq 25,2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$d_{t2} \geq \min (2 * h_2 ; e_1)$$

$$\text{Avec : } e_1 = \min (25,2 \text{ m} , 74 \text{ m})$$

$$e_1 = 25,2 \text{ m}$$

$$\text{et : } d_{t2} = b_1 - b_2$$

$$d_{t2} = 48 \text{ m}$$

$$48 \text{ m} \geq \min (148,8 \text{ m} ; 25,2 \text{ m})$$

$$48 \text{ m} \geq 25,2 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Donc on a un décrochement vertical dans la direction de vent V1

❖ La hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent

Cas 01 : $b_1 = 74,00 \text{ m}$, $h_1 = 12,6 \text{ m}$, $d = 56 \text{ m}$ donc $\leq h \leq b$

$$z_e = h_1 = 12,6 \text{ m}$$

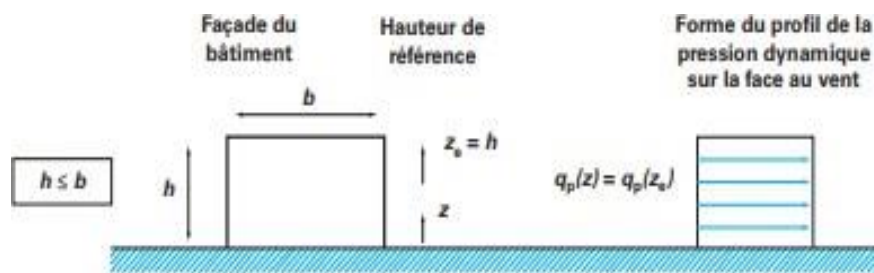


Figure IV. 4 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ Calcule de la pression

- Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$(z_e) = q_{ref} \times (z_e)(N/m^2)$$

Tel que : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_p(N/m^2)$
12,6 m	1	0,592	0,394	1,317	493,89

- Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement

- $C_{pe} = C_{pe1}$ pour $S < 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ pour $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$$- C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{Pour } S \geq 10m^2$$

- **Parois verticales**

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

Pour cette direction du vent on a : $b_1 = 74,00 \text{ m}$, $h_1 = 12,6 \text{ m}$, $d = 56 \text{ m}$

et $e = [b, 2h] = [74,00; 25,2] \rightarrow e = 25,2 \text{ m}$.

Et on a : $d = 56 \text{ m} > e = 25,2 \text{ m}$

la répartition des zones de pression uniforme dans le cas où le décrochement est au vent est donnée sur les figures suivants :

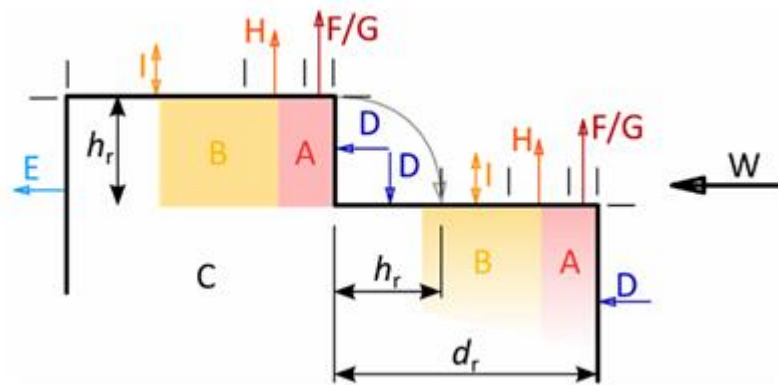


Figure IV. 5 : Légende relative aux murs verticaux.

Tableau IV. 1: Caractéristique des zones.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	63,504	254,016	388,08	932,4	932,4
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

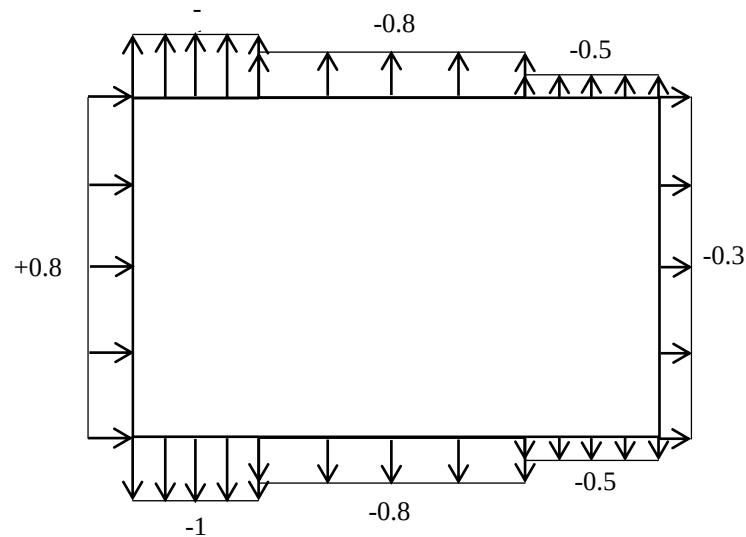


Figure IV. 6 : Zone de pression pour les parois verticales.

❖ Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air

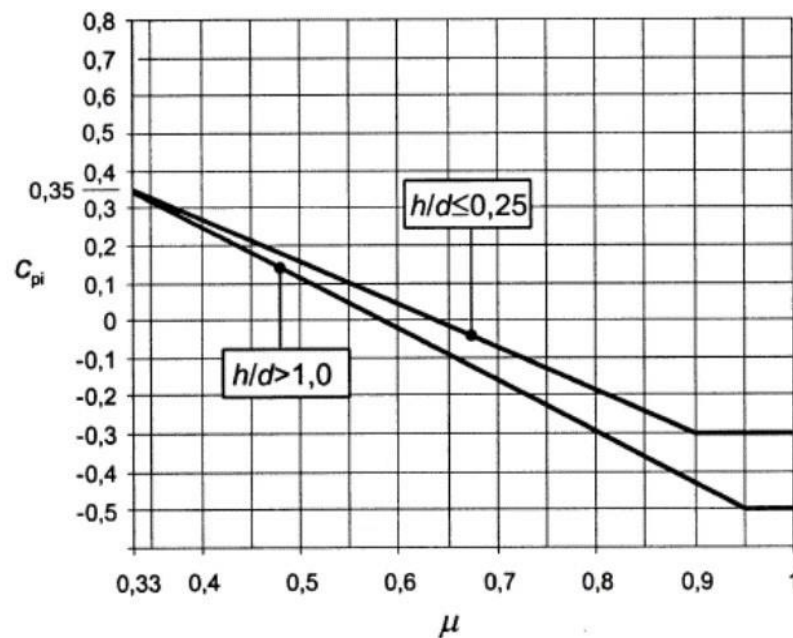


Figure IV. 7: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominants.

- Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et (μ_p) l'indice de perméabilité

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

donné par :

Pour les valeurs comprises entre $h/d = 0.25$ et $h/d = 1$ une interpolation linéaire peut être utilisée.

- Remarque

Pour notre bâtiment la somme des ouvertures total est nulle donc à partir l'EUROCODE 1-4 :

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 :

$$C_{pi1} = 0,8 \text{ ou } C_{pi2} = -0,5$$

❖ Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivant : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$

Tableau IV. 2 : la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V1)

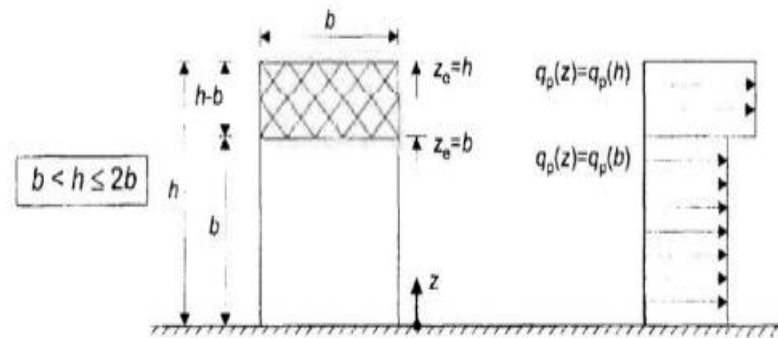
Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	12,6	9493,89	-1	0,8	-17089,00
B	12,6	9493,89	-0.8	0,8	-15190,22
C	12,6	9493,89	-0.5	0,8	-12342,06
D	12,6	9493,89	+0.8	0,8	0
E	12,6	9493,89	-0.3	0,8	-10443,28

Tableau IV. 3 : la pression aérodynamique pour $C_{pi2} = -0,5$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A	12,6	9493,89	-1	-0,5	-4746,95
B	12,6	9493,89	-0.8	-0,5	-2848,17
C	12,6	9493,89	-0.5	-0,5	0,00
D	12,6	9493,89	+0.8	-0,5	12342,06
E	12,6	9493,89	-0.3	-0,5	1898,78

Cas 02 : $b_2 = 26,00 \text{ m}$, $h_2 = 47,4 \text{ m}$, $d = 56 \text{ m}$ $26,00 \leq 47,4$ donc $b \leq h \leq 2b$

$z_e = 26,00 \text{ m}$ et $z_e = 47,4 \text{ m}$

**Figure IV. 8:** Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ Calcul de la pression

z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	qp(N/m ²)
26,00 m	1	0,762	0,306	1,824	684,143
47,4 m	1	0,902	0,259	2,288	858,25

• Parois verticales :

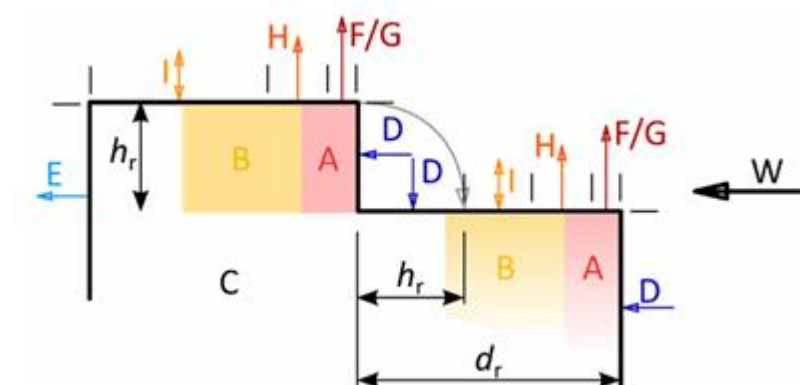
S : est la surface chargée de la paroi considérée en m²

Pour cette direction du vent on a : $b_2 = 26,00 \text{ m}$, $h_2 = 47,4 \text{ m}$, $d = 56,00 \text{ m}$

et $e = [b, 2h] = [26,00; 94,8] \rightarrow e = 26,00 \text{ m}$.

Et on a : $d = 56,00 \text{ m} > e = 26,00 \text{ m}$

La répartition des zones de pression uniforme dans le cas où le décrochement est au vent



est donnée sur les figures suivantes :

Figure IV. 9 : Légende relative aux murs verticaux.

Tableau IV. 4: Caractéristique des zones.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	133,504	654,016	388,08	1932,4	1932,4
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

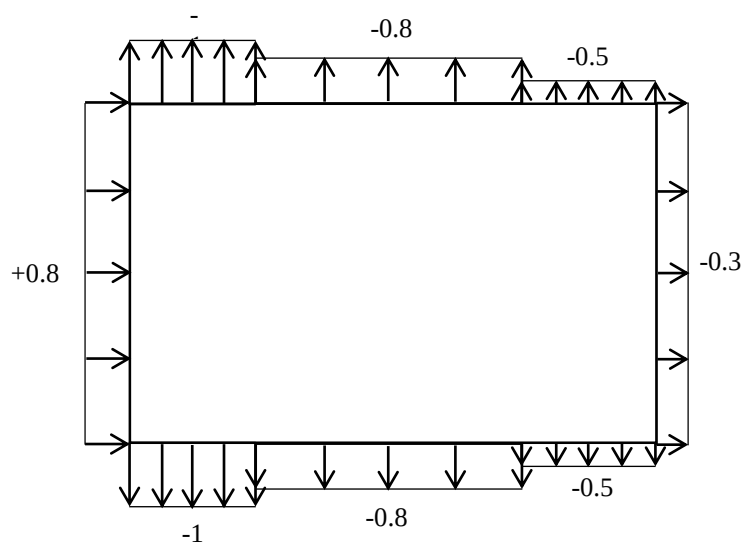


Figure IV. 10 : Zone de pression pour les parois verticales.

❖ Détermination de coefficient de pression intérieure Cpi

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air

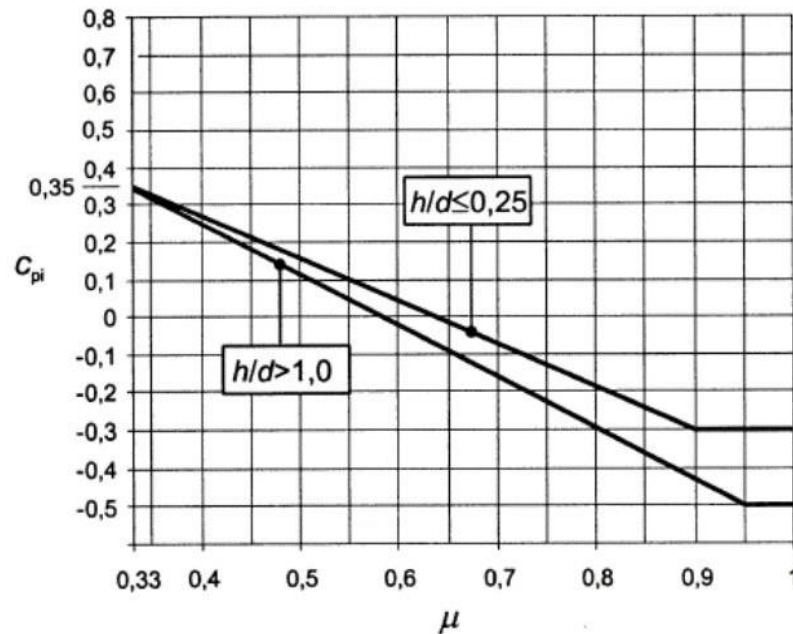


Figure IV. 11: Coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominants.

$C_{pi1} = 0,8$ ou $C_{pi2} = -0,5$

❖ Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(zj)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivants :

$$W(zj) = qp(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

Ze	$qp(\text{N/m}^2)$
26	684,143
47,4	858,25

- Pour $ze=b=26,00$ m

Tableau IV. 5: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V1)

Zone	Z(m)	$qp(ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(zj)$ [N/m ²]
A	26	684,143	-1	0,8	-1231,46

B	26	684,143	-0.8	0,8	-1094,63
C	26	684,143	-0.5	0,8	-889,39
D	26	684,143	+0.8	0,8	0
E	26	684,143	-0.3	0,8	-752,56

Tableau IV. 6: la pression aérodynamique pour $C_{pi2} = -0,5$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
A	26	684,143	-1	-0,5	-342,07
B	26	684,143	-0.8	-0,5	-205,24
C	26	684,143	-0.5	-0,5	0,00
D	26	684,143	+0.8	-0,5	889,39
E	26	684,143	-0.3	-0,5	136,83

- Pour $z_e = b = 47,40\text{m}$

Tableau IV. 7: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = 0,8$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
A	47,4	858,25	-1	0,8	-1544,85
B	47,4	858,25	-0.8	0,8	-1373,20
C	47,4	858,25	-0.5	0,8	-1115,73
D	47,4	858,25	+0.8	0,8	0
E	47,4	858,25	-0.3	0,8	-944,08

Tableau IV. 8: la pression aérodynamique pour $C_{pi2} = -0,5$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
A	47,4	858,25	-1	-0,5	-429,13
B	47,4	858,25	-0.8	-0,5	-257,48
C	47,4	858,25	-0.5	-0,5	0,00
D	47,4	858,25	+0.8	-0,5	1115,73
E	47,4	858,25	-0.3	-0,5	171,65

- Toiture :

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal à 5° il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

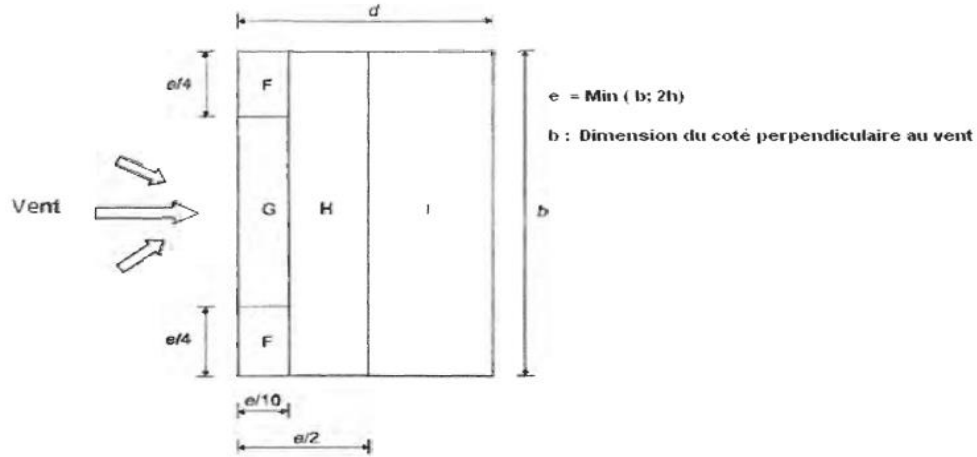


Figure IV. 12 : Légende pour les toitures plates.

Pour cette direction du vent on a : $b_1 = 74,00 \text{ m}$, $h_1 = 66,00 \text{ m}$, $d = 56,00 \text{ m}$

et $e = [b, 2h] = [74,00; 132] \rightarrow e = 74,00 \text{ m}$.

Et on a : $d = 56,00 \text{ m} \leq e = 74,00 \text{ m}$

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6 \text{ m}$ nous avant une toiture plate Selon (§5.1.3RNV Version 2013)

Pour les toitures avec acrotères ou rives arrondies, une interpolation linéaire peut être faite

Pour les valeurs intermédiaires de h_p/h et r/h

Les valeurs de C_{pe10} dépendent par le rapport h_p / h

Avec :

H_p : la longueur de l'acrotère

H : la longueur de Ze $h_p/(h) = 0,6/66 = 0,009$

Donc $0,014 < 0,025 \Rightarrow C_{pe}(0,025)$

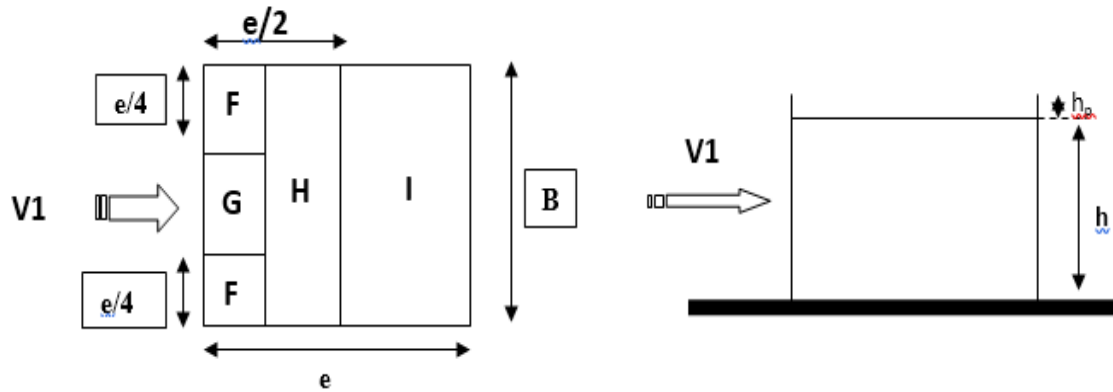


Figure IV. 13 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

❖ Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe10}
F	136,9	-1,6
G	273,8	-1,1
H	2190,4	-0,7
I	1406	-0,2

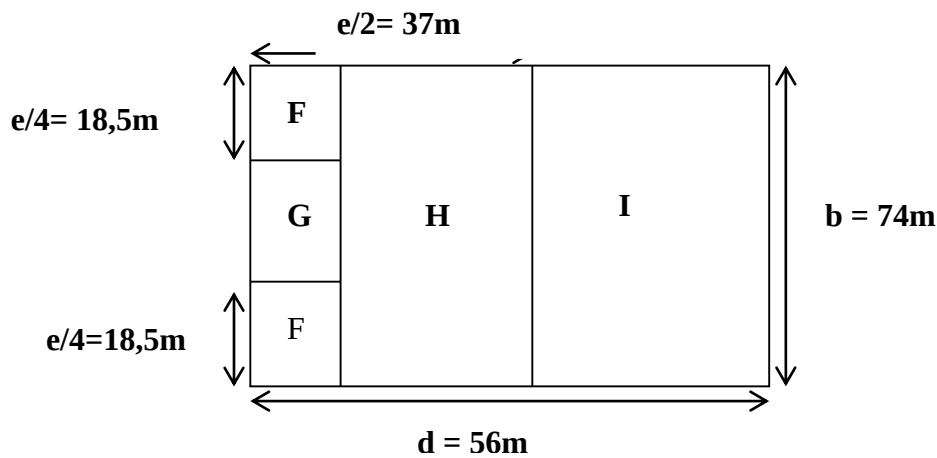


Figure IV. 14 : Légende pour les toitures plates.

❖ Coefficient de pression intérieure C_{pi}

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

❖ La pression aérodynamique

$$w(z_j) = q_p(z_e) \alpha [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

Ze	qp(N/m ²)
26	684,143
47,4	858,25

- Pour $ze=b=26,00$ m

Tableau IV. 9: la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
F	26,00	684,143	-1,6	0,8	-1641,94
G	26,00	684,143	-1,1	0,8	-1299,87
H	26,00	684,143	-0,7	0,8	-1026,2
I	26,00	684,143	-0,2	0,8	-684,14

Tableau IV. 10: la pression aérodynamique pour $C_{pi}=-0,5$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
F	26,00	684,143	-1,6	-0,5	-752,56
G	26,00	684,143	-1,1	-0,5	-410,49
H	26,00	684,143	-0,7	-0,5	-136,82
I	26,00	684,143	-0,2	-0,5	205,24

- Pour $Ze=47,40$ m

Tableau IV. 11 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
F	47,4	858,25	-1,6	0,8	-2059,80
G	47,4	858,25	-1,1	0,8	-1630,68
H	47,4	858,25	-0,7	0,8	-1287,37
I	47,4	858,25	-0,2	0,8	-858,25

Tableau IV. 12: la pression aérodynamique pour $C_{pi2} = -0,5$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	47,4	858,25	-1,6	-0,5	-944,08
G	47,4	858,25	-1,1	-0,5	-514,95
H	47,4	858,25	-0,7	-0,5	-171,65
I	47,4	858,25	-0,2	-0,5	257,48

IV.1.4.2. Direction du vent V2

On $b_1 = 56,00 \text{ m}$, $h_1 = 12,6 \text{ m}$, $d = 74 \text{ m}$

$$b_2 = 56,00 \text{ m}, h_2 = 47,4 \text{ m}$$

- Vérification de la condition de décrochement :

$$b_1 - b_2 \geq 2 * h_1$$

$$56,00 - 56,00 \geq 2 * 12,6$$

$$0 \geq 25,2 \quad \text{Condition pas vérifiée}$$

$$dt_2 \geq \min(2 * h_2; e_1)$$

$$\text{Avec : } e_1 = \min(25,2 \text{ m}, 56 \text{ m})$$

$$e_1 = 25,2 \text{ m}$$

$$\text{et : } dt_2 = b_1 - b_2$$

$$dt_2 = 48 \text{ m}$$

$$48 \text{ m} \geq \min(94,8 \text{ m}; 25,2 \text{ m})$$

$$48 \text{ m} \geq 25,2 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ *Puisqu'une des conditions n'est pas vérifiée, on peut conclure qu'il n'y a pas de décrochement dans la direction V2 du vent.*

❖ **La hauteur de référence z_e**

- **Pour les murs au vent**

$$\text{On a : } a = 56,00 \text{ m}, h = 66 \text{ m}, d = 74 \text{ m} \Rightarrow 56,00 \leq 66 \text{ donc } b \leq h \leq 2b$$

$$z_e = 66,00 \text{ m} \text{ et } z_e = 56,00 \text{ m}$$

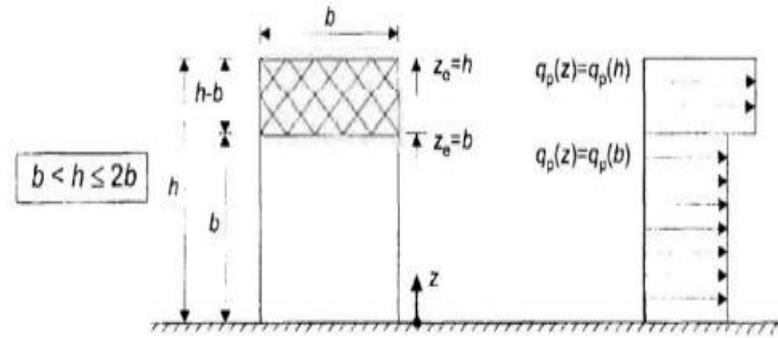


Figure IV. 15 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ **Calcule de la pression**

❖ **Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$**

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times (z_e)(N/m^2)$$

Tel que : $q_{ref} = 375 N/m^2$

z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_p(N/m^2)$
56,00 m	1	0,941	0,248	2,422	908,25
66,00 m	1	0,980	0,238	2,560	960

❖ **Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de $1 m^2$ et $10 m^2$ dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement

- $C_{pe} = C_{pe1}$ pour $S < 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ pour $1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ Pour $S \geq 10m^2$

a) Parois verticales :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

Pour cette direction du vent on a : $a = 56,00 m$, $h = 66 m$, $d = 74 m$

et $e = [b, 2h] = [56,00 ; 132] \rightarrow e = 56,00 m$.

Et on a : $d = 74 \text{ m} > e = 56,00 \text{ m}$

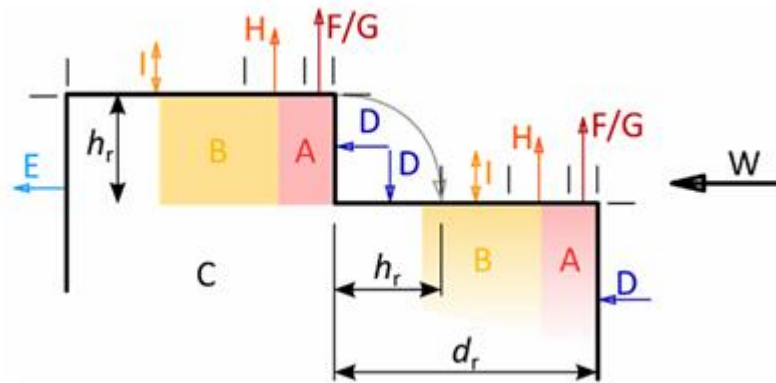


Figure IV. 16: Légende relative aux murs verticaux

Tableau IV. 13: Caractéristique des zones.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	739,2	2956,8	1188	3696	3696
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

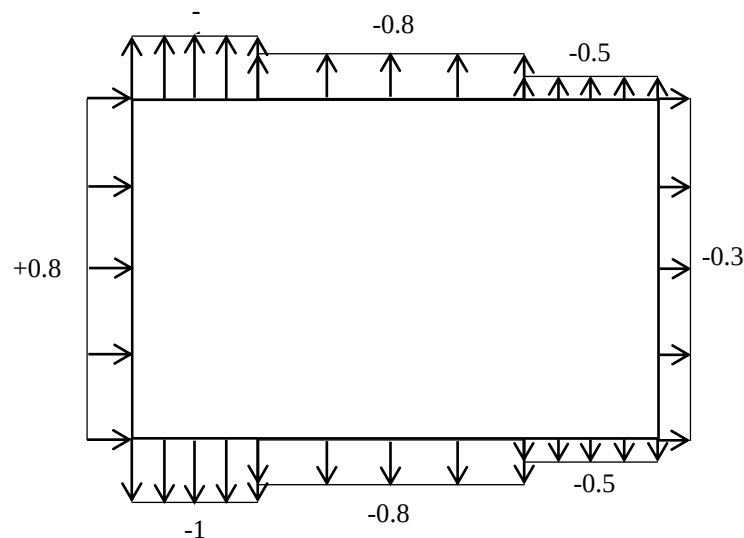


Figure IV. 17: Zone de pression pour les parois verticales.

❖ Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivant : $W(z_j) = qp(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$

Avec :

Ze	qp(N/m ²)
56	908,25
66	960

Pour $z_e=b=56,00$ m

Tableau IV. 14: la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
A	56	908,25	-1	0,8	-1634,85
B	56	908,25	-0.8	0,8	-1453,20
C	56	908,25	-0.5	0,8	-1180,73
D	56	908,25	+0.8	0,8	0
E	56	908,25	-0.3	0,8	-999,08

Tableau IV. 15: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
A	56	908,25	-1	-0,5	-454,13
B	56	908,25	-0.8	-0,5	-272,48
C	56	908,25	-0.5	-0,5	0,00
D	56	908,25	+0.8	-0,5	1180,73
E	56	908,25	-0.3	-0,5	181,65

- Pour $z_e=h=66,00$ m

Tableau IV. 16: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V2)

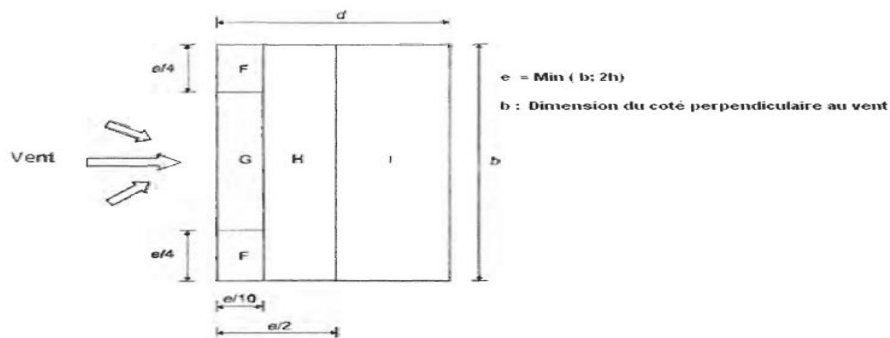
Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
A	66	960	-1	0,8	-1728,00
B	66	960	-0.8	0,8	-1536,00
C	66	960	-0.5	0,8	-1248,00
D	66	960	+0.8	0,8	0
E	66	960	-0.3	0,8	-1056,00

Tableau IV. 17: la pression aérodynamique pour $C_{pi2} = -0,5$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A	66	960	-1	-0,5	-480,00
B	66	960	-0.8	-0,5	-288,00
C	66	960	-0.5	-0,5	0,00
D	66	960	+0.8	-0,5	1248,00
E	66	960	-0.3	-0,5	192,00

- Toiture :**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal à 5° il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

**Figure IV. 18:** Légende pour les toitures plates.

Pour cette direction du vent on a : $a = 56,00 \text{ m}$, $h = 66 \text{ m}$, $d = 74 \text{ m}$

et $e = [b, 2h] = [56,00 ; 132] \rightarrow e = 56,00 \text{ m}$.

Et on a : $d = 74 \text{ m} > e = 56,00 \text{ m}$

Avec :

H : la longueur de Ze $h_p/(h) = 0.6/66 = 0,009$

Donc $0.014 < 0.025 \Rightarrow C_{pe}(0.025)$

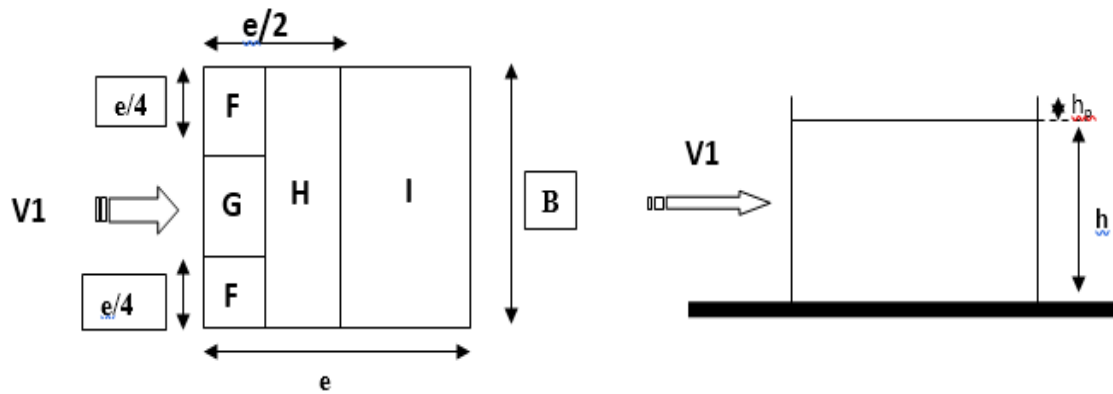


Figure IV. 19: Légende pour la paroi verticale la toiture (V2).

❖ La pressions extérieures C_{pe}

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe10}
F	78,4	-1,6
G	156,8	-1,1
H	1254,4	-0,7
I	2576	-0,2

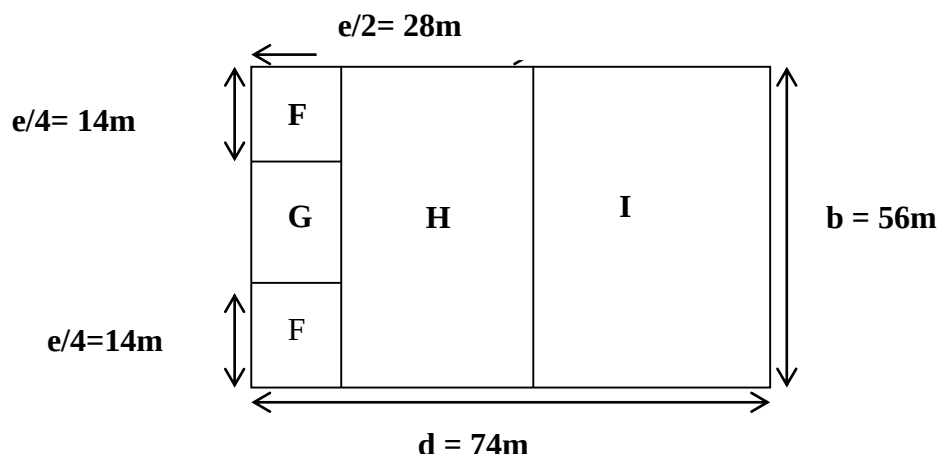


Figure IV. 20 : Légende pour les toitures plates.

❖ La pression aérodynamique :

$$w(z_j) = q_p(z_e) \chi [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

z_e	$q_p(N/m^2)$
56	908,25
66	960

- Pour $z_e = 56,00 m$

Tableau IV. 18: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V2)

Zone	56	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	56	908,25	-1,6	0,8	-2179,80
G	56	908,25	-1,1	0,8	-1725,68
H	56	908,25	-0,7	0,8	-1362,37
I	56	908,25	-0,2	0,8	-908,25

Tableau IV. 19: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	56	908,25	-1,6	-0,5	-999,08
G	56	908,25	-1,1	-0,5	-544,95
H	56	908,25	-0,7	-0,5	-181,65
I	56	908,25	-0,2	-0,5	272,48

- Pour $Z_e=66,00$ m

Tableau IV. 20: la pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0,8$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	66	960	-1,6	0,8	-2304,00
G	66	960	-1,1	0,8	-1824,00
H	66	960	-0,7	0,8	-1440
I	66	960	-0,2	0,8	-960,00

Tableau IV. 21: la pression aérodynamique pour $C_{pi2}= -0,5$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	66	960	-1,6	-0,5	-1056,00
G	66	960	-1,1	-0,5	-576,00
H	66	960	-0,7	-0,5	-192,00
I	66	960	-0,2	-0,5	288,00

IV.1.5. La force de frottement

Dans le cas de 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 égales à la plus petite des valeurs $(2b)$ et $(4h)$

Avec :

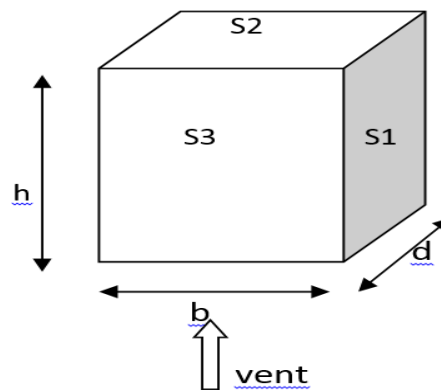
D : dimension en m de la construction parallèle au vent

B : dimension en m de la construction perpendiculaire au vent

H : hauteur en m de la construction

- Remarque

La force de frottement est négligeable si : $2s_1 + s_2 \leq 4s_3$



$$S_1 = d \times h = 56 \times 66 = 3696 \text{ m}^2$$

$$S_2 = b \times d = 74 \times 56 = 4144 \text{ m}^2$$

$$S_3 = b \times h = 74 \times 66 = 4884 \text{ m}^2$$

$$4 S_3 = 19536 \text{ m}^2$$

$$2 S_1 = 7392 \text{ m}^2$$

$$2 S_1 + S_2 = 11536 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } 2 S_1 + S_2 \leq 4 S_3$$

$$11536 \text{ m}^2 \leq 19536 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ La force de frottement est négligeable

IV.2.Effet de neige

IV.2.1. Introduction

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

IV.2.2. Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ KN/m}^2$$

Avec :

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude de la zone de neige

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture

IV.2.3. Charge de neige sur le sol

Notre projet est implanté à ALGER qui est classé en zone B avec une altitude d'environ 130m. Donc S_k est donnée par la formule :

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

$$\rightarrow S_k = \frac{0.04 \times 130 + 10}{100} = 0.152 \text{ N/m}^2$$

IV.2.4. Coefficient de forme de la toiture

Les coefficients de forme pour les toitures à deux versants sans obstacle de retenu sont illustrées dans la figure :

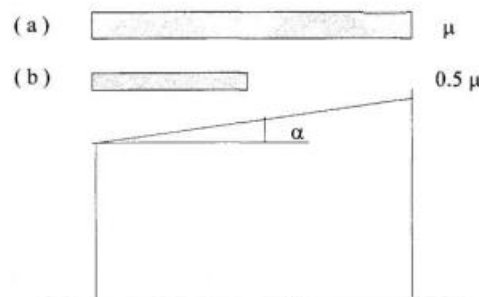


Figure IV. 21 : Coefficient de forme (toiture à un seul versant).

Le coefficient d'ajustement des charges a considéré est donnée comme suit :

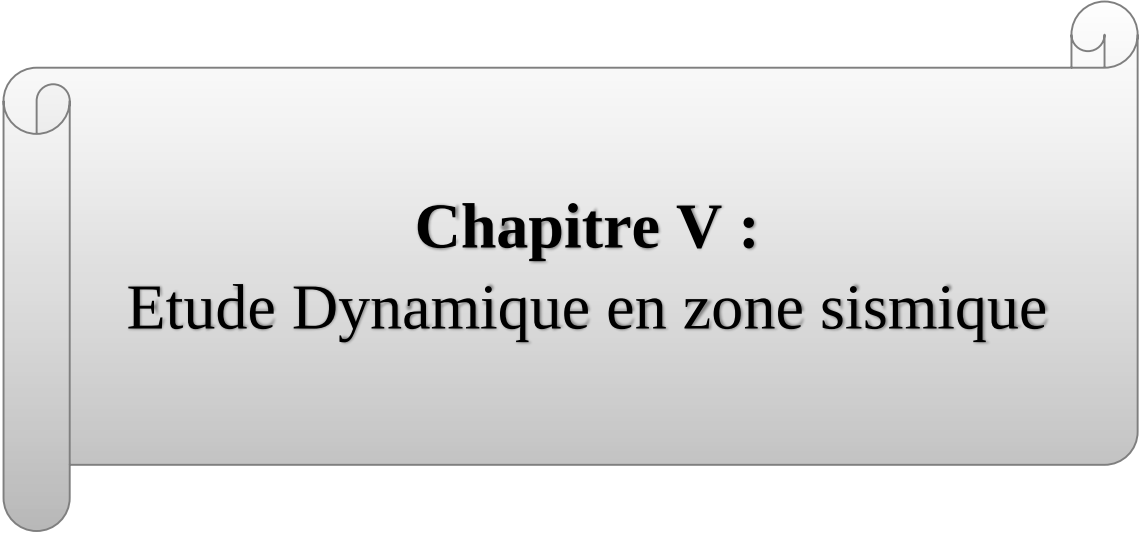
$\alpha=0^\circ$ Donc $\mu=0.8$

Calcul de la charge de la neige :

$$S = \mu \times Sk = 0.8 \times 0.152 = 0.121 \text{ KN/m}^2$$

IV.3. conclusions

Dans ce chapitre, les effets climatiques, notamment le vent et la neige, ont été analysés. Ces actions influencent fortement le dimensionnement des structures en hauteur. L'intégration de ces charges dans les calculs permet d'assurer la sécurité, la conformité réglementaire et l'adaptabilité de la structure aux conditions environnementales.

A decorative graphic of a scroll, rendered in light gray, with a gradient and rounded corners. It features a vertical strip on the left and a horizontal strip on the right, both with circular end caps.

Chapitre V :

Etude Dynamique en zone sismique

V.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, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2024**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS Analysis Professional Version 21.2** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.3. 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 encastres (6DDL bloqués).

V.4. 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 2024**

Avec :

$(\beta=0,4)$ pour Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs (mass source).

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

V.5. Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.6. 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 le **RPA99/2024**.

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

V.7. 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.

V.8. 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 accélorogrammes 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 horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si: 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si: T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si: T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si: T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A_v.I. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si: 0 \leq T < T_1 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] & si: T_1 \leq T < T_2 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & si: T_2 \leq T < T_3 \\ A_v.I. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & si: T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

Ou :

$S_{ad}/g(T)$: spectre de calcul normalise par rapport a la valeur de l'accélération de la pesanteur

R : coefficient de comportement de la structure

QF : facteur de qualité.

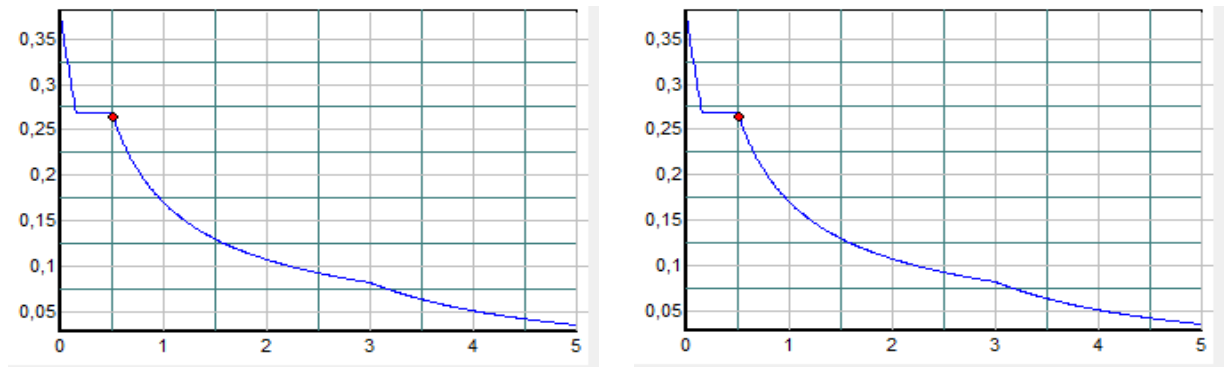


Figure V. 1: Spectre de réponse selon les deux directions. (x et y).

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.

V.9. Résultante des forces sismiques de calcul

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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

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

V.10. 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 :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$S_{ad}/g(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation

dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85: \text{si } T_0 \leq (2T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1: \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

Ou:

$$W_i = W_{Gi} + \psi * W_{Qi} \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation •

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au Tableau

Tableau V. 1: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,3
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions. Salles de classes, restaurants, dortoirs	0,4
3	Entrepôts, hangars	0,5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment, recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,6

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

4.7RPA99/version 2024

$$\text{Catégorie } S^3 \rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,6s \\ T_3 = 2s \end{cases}$$

$$\bullet \quad \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.5$$

Avec $\xi=5\%$ (Portique en acier dense) $\rightarrow \eta = 1$

V.11. 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 le RPA99/version 2024 sont :

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

- $C_T = 0.05$ (Autres types de structures).
- h_N La hauteur mesurée par mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\rightarrow h_N = 66.6 \text{ m}.$$

$$T = 1,16 \text{ s}$$

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

Tableau V. 2 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période a utilisé
$T_{\text{calcul}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1,3 T_{\text{empirique}}$

V.12. Coefficient de comportement R

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 (3.18) RPA99/version 2024

V.13. facteur de qualité Q

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

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 3.19 (RPA 99/version 2024).

Tableau V. 3 : Facteur de qualité Q

Les conditions	Observée (o/n)	$P_q // xx$	Observée (o/n)	$P_q // yy$
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.20	Non	0.20

$$Q_{//xx} = 1 + (0 + 0.05 + 0.20) = 1.25$$

$$Q_{//yy} = 1 + (0 + 0.05 + 0.20) = 1.25$$

Tableau V. 4 : Caractéristique de la force sismique

Paramètre	Notations	Justifications	Valeurs
Pourcentage d'amortissement critique	ζ	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	H	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1

$T = C_T(h_N)^{3/4}$	T	$T = C_T(h_N)^{3/4}$	1.16
Catégorie de sol	T ₁	Site meuble	0.15
	T ₂		0.6
	T ₃		2
Facteur de qualité	F	$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$	1.25
Coefficient de comportement de la structure	R	Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé	2,5

V.14. Procédure de calculs

Dans le cadre de cette étude, une analyse comparative sera menée entre deux configurations structurelles d'un même bâtiment :

A- Un noyau central comme système de contreventement

B- Des contreventements disposés en façade (contreventement en V)

Cette comparaison portera principalement sur les critères de performance structurale tels que les déplacements horizontaux, la répartition des efforts internes, ainsi que l'aspect économique, en vue d'identifier la solution la plus efficace et adaptée au projet

A-Structure avec noyau centrale**A.1. Introduction**

Dans cette configuration, la stabilité de la structure face aux actions horizontales est assurée par un noyau central rigide, constitué des voiles en béton armé. Ces voiles sont disposés autour des circulations verticales telles que les escaliers, les ascenseurs.

A.2. Modèle initial :

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le pré dimensionnement comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

Les poteaux :

- ✦ RDC+1^{er}+2em ⇒ Section composée (HEM1000+HEB280)
- ✦ 3eme+4eme +5em ⇒ Section composée (HEM1000+HEB260)
- ✦ 6eme+7eme+8eme ⇒ HEM1000
- ✦ 9eme+10eme+11eme ⇒ HEB700
- ✦ 12eme+13eme+14eme ⇒ HEB450
- ✦ 15eme+16eme+17eme ⇒ HEB260

Les poutres :

- ✦ Les poutres principales :
 - Poutre de 8m : **IPE500**
 - Poutre de 10m : **IPE 550**
 - Poutre de 16m : **HEB 650**
- ✦ Poutre secondaire : **IPE240**
- ✦ Solive : **IPE240**
- ✦ Les balcons : **IPE270**

Épaisseur de noyau : 20cm

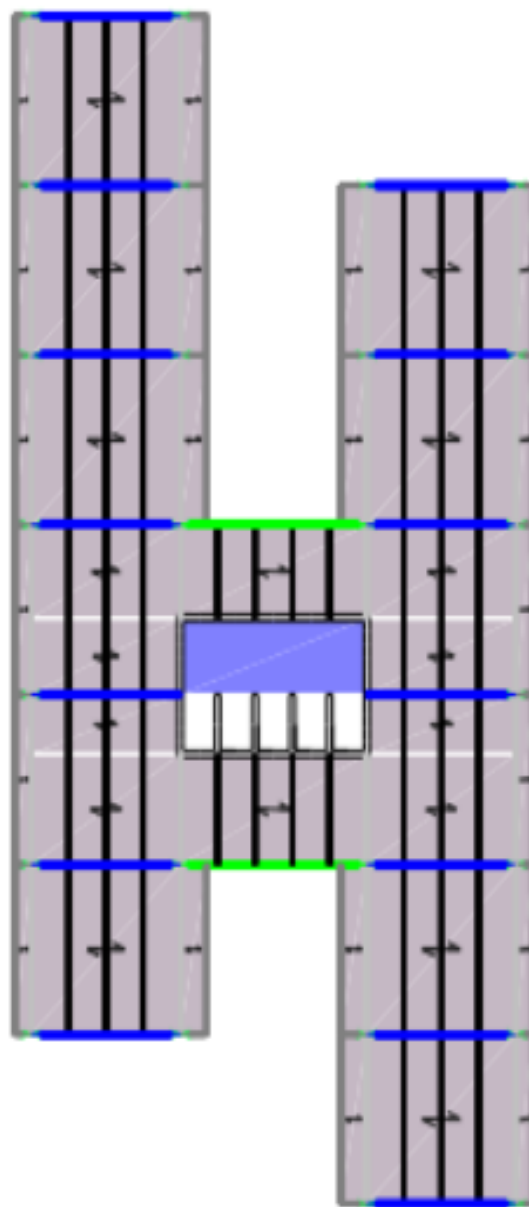


Figure V. 2 : Vue en plan du modèle initial.

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

Tableau V. 5 : Participation massique du modèle initial

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	2,832	0	0,5265	0	0	0,5265	0
2	1,925	0,4913	1,549E-05	0	0,4913	0,5265	0
3	1,513	0,0361	0,0002	0	0,5273	0,5267	0
4	0,574	0,0185	0,048	0	0,5458	0,5747	0
5	0,557	0,0037	0,176	0	0,5495	0,7507	0
6	0,4	0,0782	0,0014	0	0,6278	0,7521	0
7	0,369	0,132	0,0009	0	0,7598	0,753	0
8	0,266	0,0001	0,0229	0	0,7599	0,7759	0
9	0,253	0,0001	0,0967	0	0,76	0,8727	0
10	0,195	0,0005	0,0001	0	0,7605	0,8727	0
11	0,185	0,1266	8,462E-06	0	0,8871	0,8727	0
12	0,158	0,002	0,0057	0	0,8891	0,8784	0
13	0,156	0,0002	0,0471	0	0,8892	0,9255	0
14	0,136	6,511E-07	0,0002	0	0,8892	0,9257	0
15	0,116	0,0451	5,244E-07	0	0,9344	0,9257	0
16	0,116	0,0029	0	0	0,9373	0,9257	0
17	0,108	1,838E-05	0,029	0	0,9373	0,9547	0
18	0,1	1,753E-06	0,0006	0	0,9373	0,9552	0

- **Constatations**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 2,832\text{sec}$.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 15eme mode
- Premier mode on a translation selon yy
- 2eme mode couplé
- 3eme mode on a rotation

Or, on a :

$$T = C_T(h_N)^{3/4} = 1,16$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 1,16 = 1,508 \text{ sec}$$

$$\text{Si : } T_{\text{calculé}} > 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{calculé}} = 2,832\text{sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1,508 \text{ sec} \Rightarrow T_0 = 1,508 \text{ sec}$$

Donc :

Tableau V. 6 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	I	S	Q _f	R	T ₀	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	V _{dynamique} (KN)	V _{statique} (KN)
Selon x	0,3	1,2	1,3	1,25	2,5	1,508	0,23	1	43412,53	31351,2095
Selon y	0,3	1,2	1,3	1,25	2,5	1,508	0,23	1	43412,53	29697,1656

- **Vérification de l'effort tranchant à la base**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si : $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Selon X :

$V_t = 31351,2095 \text{ KN} < 0.8 V = 0,8 \times 43412,53 = 34730,022 \text{ KN} \dots$ Condition non vérifiée

Le rapport $0.8V/V_t = 1,18$

Selon Y :

$V_t = 29697,1656 \text{ KN} < 0.8 V = 0,8 \times 43412,53 = 34730,022 \text{ KN} \dots$ Condition non vérifiée

Le rapport $0.8V/V_t = 1,2$

- **Vérification du déplacement inter étage**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = \frac{R}{Q_f} \cdot \delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, $R=2,5$

Q_f : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivante :

$$\Delta K < 2\% \text{ étage}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.02 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

Tableau V. 7 : Déplacement résultant suivant X

Etage	UX(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	Vérification	r(%)
17	293,989	2,5	1,25	587,978	41,26	72	verifier	57,30
16	273,359	2,5	1,25	546,718	40,402	72	verifier	56,11
15	253,158	2,5	1,25	506,316	40,756	72	verifier	56,60
14	232,78	2,5	1,25	465,56	40,424	72	verifier	56,144
13	212,568	2,5	1,25	425,136	40,52	72	verifier	56,277
12	192,308	2,5	1,25	384,616	40,336	72	verifier	56,022
11	172,14	2,5	1,25	344,28	39,52	72	verifier	54,888
10	152,38	2,5	1,25	304,76	38,834	72	verifier	53,936
9	132,963	2,5	1,25	265,926	37,79	72	verifier	52,486
8	114,068	2,5	1,25	228,136	36,154	72	verifier	50,213
7	95,991	2,5	1,25	191,982	34,522	72	verifier	47,947
6	78,73	2,5	1,25	157,46	32,404	72	verifier	45,005
5	62,528	2,5	1,25	125,056	29,83	72	verifier	41,430
4	47,613	2,5	1,25	95,226	26,844	72	verifier	37,283
3	34,191	2,5	1,25	68,382	22,742	72	verifier	31,58
2	22,82	2,5	1,25	45,64	21,54	84	verifier	25,642
1	12,05	2,5	1,25	24,1	16,132	84	verifier	19,204
RDC	3,984	2,5	1,25	7,968	7,968	84	verifier	9,485

- Sens-y-y

Tableau V. 8 : Déplacement résultant suivant Y

étage	Uy(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	vérification	r(%)
17	324,851	2,5	1,25	649,702	47,852	72	verifier	66,461
16	300,925	2,5	1,25	601,85	47,514	72	verifier	65,991
15	277,168	2,5	1,25	554,336	46,902	72	verifier	65,141
14	253,717	2,5	1,25	507,434	45,932	72	verifier	63,794
13	230,751	2,5	1,25	461,502	44,698	72	verifier	62,080
12	208,402	2,5	1,25	416,804	43,23	72	verifier	60,04
11	186,787	2,5	1,25	373,574	41,626	72	verifier	57,813
10	165,974	2,5	1,25	331,948	39,982	72	verifier	55,530
9	145,983	2,5	1,25	291,966	38,356	72	verifier	53,272
8	126,805	2,5	1,25	253,61	36,758	72	verifier	51,052
7	108,426	2,5	1,25	216,852	35,174	72	verifier	48,852
6	90,839	2,5	1,25	181,678	33,52	72	verifier	46,555
5	74,079	2,5	1,25	148,158	31,664	72	verifier	43,977
4	58,247	2,5	1,25	116,494	29,512	72	verifier	40,988
3	43,491	2,5	1,25	86,982	25,748	72	verifier	35,761
2	30,617	2,5	1,25	61,234	26,806	84	verifier	31,911
1	17,214	2,5	1,25	34,428	23,364	84	verifier	27,814
RDC	5,532	2,5	1,25	11,064	11,064	84	verifier	13,171

Conclusion :

La présence d'une torsion marquée dans le 2^e mode montre un déséquilibre dans la structure. Pour corriger ce problème, un nouveau modèle sera proposé avec une meilleure symétrie.

A.3. Modèle final

Suite à l'apparition d'une torsion marquée dans le 2^e mode du modèle initial, des modifications ont été apportées afin d'améliorer le comportement dynamique de la structure. L'épaisseur du noyau a été augmentée (30cm) pour renforcer la rigidité à la

torsion et assurer une meilleure symétrie. Le nouveau modèle vise ainsi à limiter les effets de torsion et à garantir une réponse sismique plus favorable.

- **Période et participation du modèle**

Tableau V. 9 : Pourcentage de participation massique pour le modèle final

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	2,413	0	0,5305	0	0	0,5305	0
2	1,674	0,5107	1,144E-05	0	0,5107	0,5305	0
3	1,286	0,0209	0,0002	0	0,5315	0,5307	0
4	0,494	0,018	0,0425	0	0,5495	0,5732	0
5	0,47	0,003	0,1825	0	0,5525	0,7558	0
6	0,343	0,09	0,0011	0	0,6425	0,7569	0
7	0,314	0,1252	0,0008	0	0,7677	0,7577	0
8	0,226	0,0002	0,0192	0	0,768	0,7769	0
9	0,212	0,0001	0,0971	0	0,768	0,8739	0
10	0,168	4,22E-05	0,0001	0	0,7681	0,874	0
11	0,156	0,1251	1,008E-05	0	0,8932	0,874	0
12	0,14	0,0028	0,0001	0	0,896	0,8741	0
13	0,131	1,313E	0,0509	0	0,896	0,925	0
14	0,12	1,35E-05	0,0006	0	0,896	0,9256	0
15	0,101	0,0004	5,237E-07	0	0,8964	0,9256	0
16	0,098	0,0463	0	0	0,9426	0,9256	0
17	0,09	0	0,0242	0	0,9426	0,9498	0
18	0,087	0,0001	0,0038	0	0,9427	0,9536	0
19	0,078	0	0,0001	0	0,9427	0,9537	0

20	0,073	0,0001	0,0012	0	0,9428	0,9548	0
----	-------	--------	--------	---	--------	--------	---

• **Constatations**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 2,413\text{sec}$.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 16eme mode.
- Premier mode translation selon yy
- 2eme mode translation selon xx
- Torsion dans 3eme mode

Or, on a :

$$T = C_T(h_N)^{3/4} = 1,16$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 1,16 = 1,508 \text{ sec}$$

$$\text{Si : } T_{\text{calculé}} > 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{calculé}} = 1,957\text{sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1,508 \text{ sec} \Rightarrow T_0 = 1,508 \text{ sec}$$

Donc :

Tableau V. 10 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	I	S	Q _f	R	T ₀	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	V _{dynamiqu} (KN)	V _{statique} (KN)
Selon x	0,3	1,2	1,3	1,25	2,5	1,508	0,23	1	41138,0779	45097,0108
Selon y	0,3	1,2	1,3	1,25	2,5	1,508	0,23	1	37808,8861	45097,0108

- Vérification de l'effort tranchant à la base

Selon X :

$V_t = 41138,0779 \text{ KN} > 0.8 V = 0,8 \times 45097,0108 = 36077,608 \text{ KN} \dots \dots$ conditions vérifiées

Selon Y :

$V_t = 37808,8861 \text{ KN} > 0.8 V = 0,8 \times 45097,0108 = 36077,608 \text{ KN} \dots \dots$ Condition vérifiée

- Vérification du déplacement inter étage
- Sens x-x

Tableau V. 11 : Déplacement résultant suivant X

étage	UX(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	vérification	r(%)
17	258,409	2,5	1,25	516,818	36,942	72	vérifiée	51,308
16	239,938	2,5	1,25	479,876	35,682	72	vérifiée	49,558
15	222,097	2,5	1,25	444,194	35,95	72	vérifiée	49,930
14	204,122	2,5	1,25	408,244	35,77	72	vérifiée	49,680
13	186,237	2,5	1,25	372,474	35,822	72	vérifiée	49,752
12	168,326	2,5	1,25	336,652	35,624	72	vérifiée	49,477
11	150,514	2,5	1,25	301,028	34,948	72	vérifiée	48,538
10	133,04	2,5	1,25	266,08	34,286	72	vérifiée	47,619
9	115,897	2,5	1,25	231,794	33,288	72	vérifiée	46,233
8	99,253	2,5	1,25	198,506	31,82	72	vérifiée	44,194
7	83,343	2,5	1,25	166,686	30,276	72	vérifiée	42,05
6	68,205	2,5	1,25	136,41	28,312	72	vérifiée	39,322
5	54,049	2,5	1,25	108,098	25,956	72	vérifiée	36,05
4	41,071	2,5	1,25	82,142	23,246	72	vérifiée	32,286
3	29,448	2,5	1,25	58,896	19,586	72	vérifiée	27,202

2	19,655	2,5	1,25	39,31	18,7	84	vérifiée	22,261
1	10,305	2,5	1,25	20,61	13,818	84	vérifiée	16,45
RDC	3,396	2,5	1,25	6,792	6,792	84	vérifiée	8,0857

• Sens-y-y

Tableau V. : Déplacement résultant suivant Y

étage	Uy(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	vérification	r(%)
17	323,447	2,5	1,25	646,894	46,782	72	vérifiée	64,975
16	300,056	2,5	1,25	600,112	46,7	72	vérifiée	64,861
15	276,706	2,5	1,25	553,412	46,462	72	vérifiée	64,530
14	253,475	2,5	1,25	506,95	45,974	72	vérifiée	63,852
13	230,488	2,5	1,25	460,976	45,258	72	vérifiée	62,858
12	207,859	2,5	1,25	415,718	44,3	72	vérifiée	61,527
11	185,709	2,5	1,25	371,418	43,114	72	vérifiée	59,880
10	164,152	2,5	1,25	328,304	41,73	72	vérifiée	57,958
9	143,287	2,5	1,25	286,574	40,156	72	vérifiée	55,772
8	123,209	2,5	1,25	246,418	38,388	72	vérifiée	53,316
7	104,015	2,5	1,25	208,03	36,406	72	vérifiée	50,563
6	85,812	2,5	1,25	171,624	34,178	72	vérifiée	47,469
5	68,723	2,5	1,25	137,446	31,628	72	vérifiée	43,927
4	52,909	2,5	1,25	105,818	28,724	72	vérifiée	39,894
3	38,547	2,5	1,25	77,094	24,85	72	vérifiée	34,513
2	26,122	2,5	1,25	52,244	24,29	84	vérifiée	28,916
1	13,977	2,5	1,25	27,954	19,26	84	vérifiée	22,928
RDC	4,347	2,5	1,25	8,694	8,694	84	vérifiée	10,35

⇒ Les déplacements inter étage sont vérifiés à tous les niveaux

- **Effet du deuxième ordre**

L'effet $P\Delta$ est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble
- La souplesse des différents éléments de la structure Les effets de second ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

- h_k : Hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_k}\right)$.

Tableau V. 12: Vérification de l'effet P-Δ

Etage	P_k	Δ_k		V_k		h_k	θ_k		Obs < 10%
		Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y		Sens x	Sens-y	
17	8674,35	36,942	46,782	6038,68	6221,87	3600	0,014	0,018	Vérifiée
16	16380,88	35,682	46,7	10362,83	10363,87	3600	0,015	0,020	Vérifiée
15	24388,52	35,95	46,462	13420,36	12932,98	3600	0,018	0,024	Vérifiée
14	32745,31	35,77	45,974	15396,60	14164,85	3600	0,021	0,029	Vérifiée

13	41332,02	35,822	45,258	16661,78	14437,57	3600	0,024	0,035	Vérifiée
12	50030,36	35,624	44,3	17633,61	14155,48	3600	0,028	0,043	Vérifiée
11	58774,58	34,948	43,114	18625,93	13701,12	3600	0,030	0,051	Vérifiée
10	67412,59	34,286	41,73	19760,12	13463,58	3600	0,032	0,058	Vérifiée
9	75890,69	33,288	40,156	21033,13	13774,64	3600	0,033	0,061	Vérifiée
8	84259,61	31,82	38,388	22421,77	14755,72	3600	0,033	0,060	Vérifiée
7	92439,66	30,276	36,406	23897,45	16318,84	3600	0,032	0,057	Vérifiée
6	100464,61	28,312	34,178	25407,92	18283,64	3600	0,031	0,052	Vérifiée
5	108502,95	25,956	31,628	26922,39	20492,96	3600	0,029	0,046	Vérifiée
4	116643,86	23,246	28,724	28438,58	22798,98	3600	0,026	0,040	Vérifiée
3	125581,32	19,586	24,85	30075,30	25197,98	3600	0,022	0,034	Vérifiée
2	144729,06	18,7	24,29	33816,30	30146,55	4200	0,019	0,027	Vérifiée
1	166759,74	13,818	19,26	38148,90	34827,62	4200	0,014	0,021	Vérifiée
RDC	195512,43	6,792	8,694	41048,92	37797,16	4200	0,007	0,010	Vérifiée

Remarque :

L'ensemble des éléments de l'ossature de modèle A, ont été vérifiées, à l'exception du noyau. Selon le RPA 2024, ce dernier est considéré comme un voile jouant le rôle d'un noyau, une vérification détaillée dans le chapitre suivant

A.4. Vérification de noyau :

Système à ossature à noyau ou à effet noyau Système à contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration, l_s , du plancher.

$$\begin{cases} r_s \leq l_s \\ \text{et} \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

r_x et r_y représentent, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y.

ls: Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesure par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

Tableau V.13: Vérification Système a ossature a noyau ou à effet noyau

Etage	rx	Ry	Ls	vérification
17	32,5919	22,5589	17,1080	Pas vérifiée
16	31,5932	21,8643	16,6579	Pas vérifiée
15	30,6313	21,2303	16,8335	Pas vérifiée
14	29,7114	20,6232	17,0132	Pas vérifiée
13	28,8111	20,0350	17,1629	Pas vérifiée
12	27,9292	19,4560	17,2284	Pas vérifiée
11	27,0672	18,8883	17,2316	Pas vérifiée
10	26,2006	18,3220	17,1822	Pas vérifiée
9	25,3314	17,7515	17,0903	Pas vérifiée
8	24,4720	17,1866	16,9950	Pas vérifiée
7	23,5993	16,6191	16,9131	Pas vérifiée
6	22,7125	16,0394	16,8287	Pas vérifiée
5	21,8271	15,4624	16,8141	Pas vérifiée
4	20,9622	14,9035	16,8889	Pas vérifiée
3	20,1569	14,3907	17,3200	Pas vérifiée
2	19,2453	14,0036	22,2050	Pas vérifiée
1	17,8728	13,4049	23,8293	Pas vérifiée
RDC	17,1077	13,1030	27,4779	Pas vérifiée
Moyenne	24,8791	17,5468	18,2655	Pas vérifiée

- ★ Lors de la vérification du noyau selon les exigences du RPA, il a été constaté que le comportement structurel ne correspondait pas à un effet de noyau rigide, mais plutôt à un effet de voile. En conséquence, une réévaluation des paramètres

sismiques s'est imposée, notamment par la modification du coefficient de comportement, en remplaçant $R = 2,5$ par $R = 3,5$, conformément aux dispositions du règlement pour les structures à voiles.

- ✦ Suite à cette mise à jour, l'ensemble des vérifications a été repris. Les vérifications à la torsion, au déplacement inter-étage, au effort tranchant à la base ainsi que les vérifications de l'ossature ont été effectuées de nouveau, et toutes ont été jugées conformes aux exigences du RPA.

- **Période et participation du modèle**

Tableau V.14 : Pourcentage de participation massique pour le modèle intermédiaire

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,417	0	0,5313	0	0,5313
2	1,666	0,5104	0,5313	0,5104	1,233E-05
3	1,289	0,5336	0,5316	0,0231	0,0002
4	0,494	0,5513	0,5741	0,0177	0,0425
5	0,47	0,5542	0,7561	0,0029	0,182
6	0,343	0,6421	0,7573	0,088	0,0012
7	0,314	0,7685	0,7581	0,1263	0,0008
8	0,225	0,7687	0,7797	0,0002	0,0216
9	0,212	0,7688	0,8741	0,0001	0,0944
10	0,167	0,7689	0,8741	0,0001	0,0001
11	0,155	0,8939	0,8742	0,125	8,808E-06
12	0,139	0,8962	0,8742	0,0024	2,459E-05
13	0,131	0,8963	0,9252	2,562E-06	0,051
14	0,118	0,8963	0,9257	1,831E-05	0,0005
15	0,099	0,8979	0,9257	0,0016	1,576E-05
16	0,097	0,9428	0,9257	0,0449	0

17	0,09	0,9428	0,9521	4,498E-06	0,0264
18	0,084	0,9429	0,9538	0,0001	0,0017
19	0,076	0,9429	0,9538	1,402E-06	3,691E-05
20	0,071	0,9432	0,9571	0,0003	0,0033

Tableau V.15 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	I	S	Q _f	R	T ₀	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	V _{dynamique} (KN)	V _{statique} (KN)
Selon x	0,3	1,2	1,3	1,25	3,5	1,508	0,166	1	29517,1319	32611,87
Selon y	0,3	1,2	1,3	1,25	3,5	1,508	0,166	1	27060,6846	32611,87

- **Vérification de l'effort tranchant à la base**

Selon X :

$V_t = 29517,1319 \text{ KN} > 0,8 V = 0,8 \times 32611,87 = 26089,50 \text{ KN}$ Vérifiée

Selon Y :

$V_t = 27060,6846 \text{ KN} > 0,8 V = 0,8 \times 32611,87 = 26089,50 \text{ KN}$ Vérifiée

- **Vérification du déplacement inter étage**

Tableau V.16: Déplacement résultant suivant

Etage	déplacement		R	Δk		$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	vérification
	UX	UY		Selon X	Selon Y		
17	182,445	230,644	3,5	35,9324	46,6228	72	vérifiée
16	169,612	213,993	3,5	34,8712	46,564	72	vérifiée
15	157,158	197,363	3,5	35,1288	46,3316	72	vérifiée
14	144,612	180,816	3,5	35,2492	45,8752	72	vérifiée

13	132,023	164,432	3,5	35,2688	45,164	72	vérifiée
12	119,427	148,302	3,5	35,1008	44,2176	72	vérifiée
11	106,891	132,51	3,5	34,6108	43,0416	72	vérifiée
10	94,53	117,138	3,5	33,9472	41,6668	72	vérifiée
9	82,406	102,257	3,5	33,012	40,1016	72	vérifiée
8	70,616	87,935	3,5	31,5896	38,3376	72	vérifiée
7	59,334	74,243	3,5	30,0916	36,3692	72	vérifiée
6	48,587	61,254	3,5	28,168	34,1432	72	vérifiée
5	38,527	49,06	3,5	25,8496	31,6036	72	vérifiée
4	29,295	37,773	3,5	23,17	28,7028	72	vérifiée
3	21,02	27,522	3,5	19,53	24,8332	72	vérifiée
2	14,045	18,653	3,5	18,6844	24,276	84	vérifiée
1	7,372	9,983	3,5	13,832	19,2556	84	vérifiée
RDC	2,432	3,106	3,5	6,8096	8,6968	84	vérifiée

B-structure avec contreventement (paliée triangulaire13.b)**B.1. Introduction :**

Dans ce modèle, la structure a été conçue avec un système de contreventement uniquement, sans noyau central. L'objectif est d'assurer la stabilité latérale tout en évitant les effets de torsion

B.2. Modèle initial :

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le pré dimensionnement et on a proposé une disposition de contreventement selon l'axe X pour voir le comportement de la structure, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

Les poteaux :

- ✦ RDC+1^{er}+2^{em} ⇒ HEM1000+HEB280
- ✦ 3^{eme}+4^{eme} +5^{em} ⇒ HEM1000+HEB260
- ✦ 6^{eme}+7^{eme}+8^{eme} ⇒ HEM1000
- ✦ 9^{eme}+10^{eme}+11^{eme} ⇒ HEB700
- ✦ 12^{eme}+13^{eme}+14^{eme} ⇒ HEB450
- ✦ 15^{eme}+16^{eme}+17^{eme} ⇒ HEB260

Les poutres :

- ✦ Les poutres principales :
 - Poutre de 8m : IPE500
 - poutre de 10m : IPE 550
 - poutre de 16m : HEB 650
- ✦ Poutre secondaire : IPE240
- ✦ Solive : IPE240
- ✦ Les balcons : IPE270

Les contreventements : Tube260*260*20

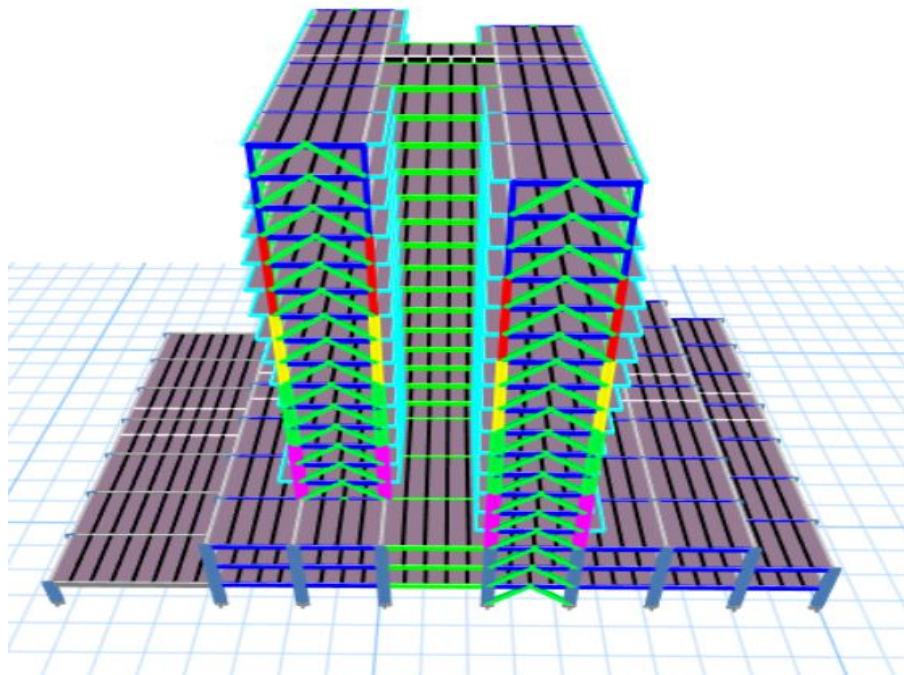


Figure V. 3: Vue en 3d du modèle initial.

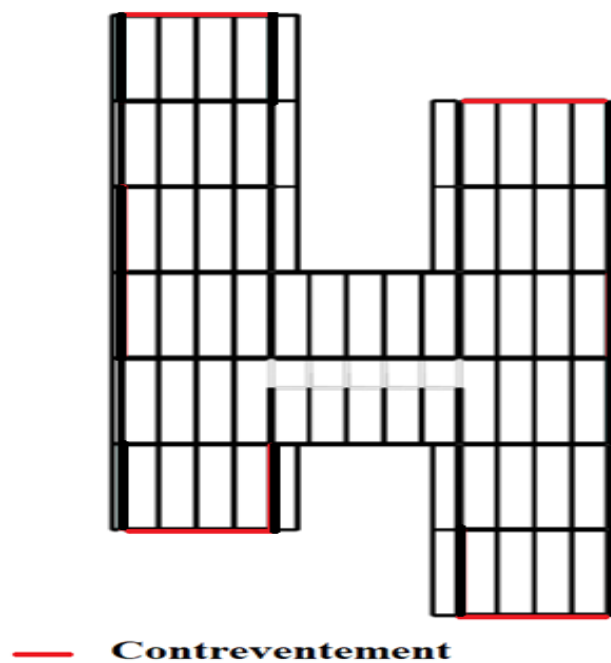


Figure V. 4 : Disposition des contreventements pour le modèle initial

- Résultat de l'analyse dynamique :

Tableau V. 13 : Participation massique du modèle initial

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	5,77	0,000001033	0,5242	0	0,000001033	0,5242	0
2	2,084	0,1413	0,00001716	0	0,1413	0,5243	0
3	1,574	0,3768	0,0002	0	0,5181	0,5245	0
4	1,161	0,0003	0,1936	0	0,5184	0,7181	0
5	0,521	0,0468	0,0051	0	0,5652	0,7232	0
6	0,464	0,0014	0,1126	0	0,5667	0,8359	0
7	0,349	0,1672	0,0004	0	0,7339	0,8363	0
8	0,292	0,0411	0,0044	0	0,7749	0,8407	0
9	0,252	0,0015	0,0577	0	0,7765	0,8984	0
10	0,183	0,0102	0,0001	0	0,7867	0,8985	0
11	0,168	0,1098	0,000005754	0	0,8965	0,8985	0
12	0,155	0,0002	0,0341	0	0,8967	0,9327	0
13	0,126	0,0032	0,00001424	0	0,8998	0,9327	0
14	0,108	0,0198	0,0101	0	0,9196	0,9428	0

- **Constatations**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 5,77\text{sec}$.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 14 eme mode
- Premier mode on a translation selon yy
- 2eme mode on a rotation
- 3eme mode on a rotation

B.3. Modèle final

Pour ce modèle on a changé les sections des poteaux et des poutres et on a proposé une nouvelle disposition des contreventements afin d'éviter la torsion dans 2eme mode

Les poteaux :

- ✦ RDC+1^{er}+2em $\Rightarrow$ Section composée (HEM1000+HEB400)
- ✦ 3eme+4eme +5em $\Rightarrow$ Section composée (HEM1000+HEB280)
- ✦ 6eme+7eme+8eme $\Rightarrow$ Section composée (HEM1000+HEB260)
- ✦ 9eme+10eme+11eme $\Rightarrow$ HEM 1000
- ✦ 12eme+13eme+14eme $\Rightarrow$ HEB700
- ✦ 15eme+16eme+17eme $\Rightarrow$ HEB500

Les poutres :

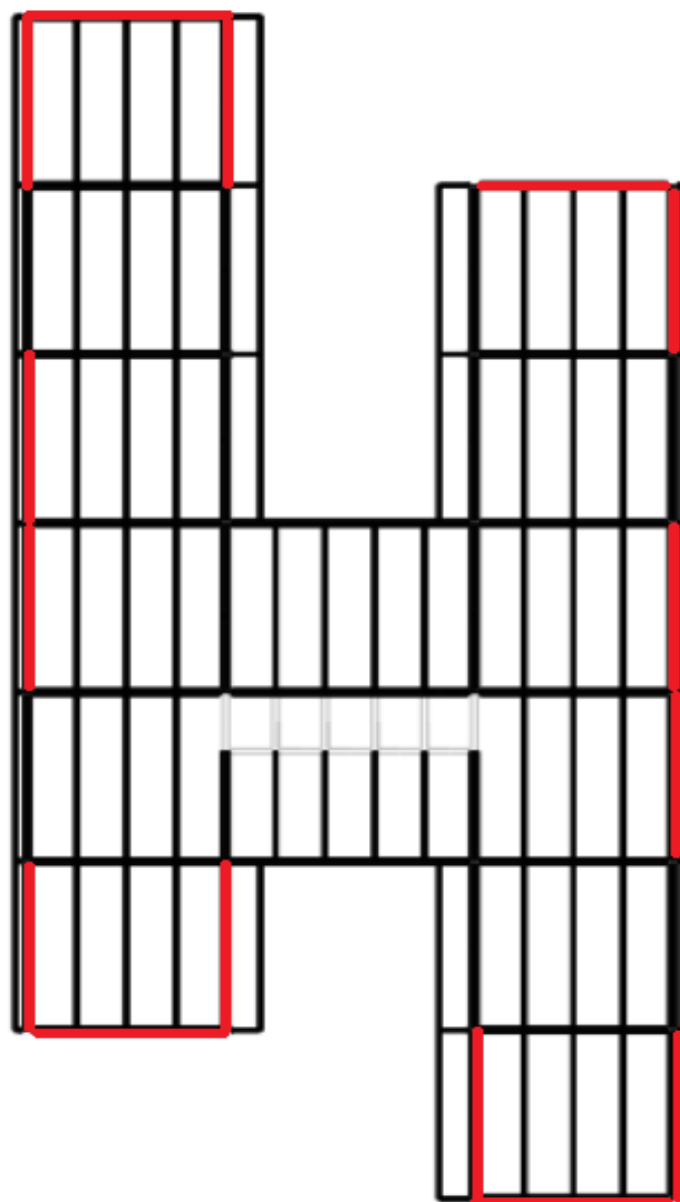
- ✦ Les poutres principales :
 - Poutre de 8m : HEA 400
 - poutre de 10m : HEA 500
 - poutre de 16m : HEB 700
- ✦ Poutre secondaire : HEA300
- ✦ Solive : IPE240
- ✦ Les balcons : IPE270

Les contreventements :

La configuration de la structure présente une variation des systèmes de contreventement, organisée selon une modulation verticale : un type de contreventement est appliqué à chaque groupe de trois étages, ce qui implique l'utilisation de différents dispositifs selon la hauteur

- ✦ RDC+1^{er}+2em $\Rightarrow$ tube360*360*25

- ✦ 3eme+4eme +5em $\Rightarrow$ tube340*340*25
- ✦ 6eme+7eme+8eme $\Rightarrow$ tube320*320*25
- ✦ 9eme+10eme+11eme $\Rightarrow$ tube300*300*25
- ✦ 12eme+13eme+14eme $\Rightarrow$ tube2800*280*25
- ✦ 15eme+16eme+17eme $\Rightarrow$ tube260*260*25



— **Contreventement**

Figure V. 5 : Disposition des contreventements pour le modèle final.

- **Période et participation du modèle**

Tableau V. 14 : Pourcentage de participation massique pour le modèle final.

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1,581	0,5081	0,0003	0	0,5081	0,0003	0
2	1,398	0,0004	0,5156	0	0,5085	0,5159	0
3	1,126	0,0179	0,00002508	0	0,5264	0,516	0
4	0,375	0,1953	0,0016	0	0,7218	0,5175	0
5	0,342	0,0016	0,2339	0	0,7234	0,7515	0
6	0,298	0,0315	0,00003307	0	0,7549	0,7515	0
7	0,203	0,0623	0,0099	0	0,8172	0,7614	0
8	0,177	0,0227	0,1088	0	0,8398	0,8702	0
9	0,164	0,04	0,0161	0	0,8799	0,8863	0
10	0,13	0,0328	0,0002	0	0,9127	0,8865	0
11	0,113	0,0013	0,0471	0	0,914	0,9336	0

- **Constatations**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 1,581\text{sec}$.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 11^{eme} mode.
- Premier mode on a translation selon xx
- 2eme mode on a translation selon yy
- On a torsion dans 3eme mode

Or, on a :

$$T = C_T(h_N)^{3/4} = 1,16$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 1,16 = 1,508 \text{ sec}$$

$$\text{Si : } T_{\text{calculé}} > 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{calculé}} = 1,581 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1,508 \text{ sec} \Rightarrow T_0 = 1,508 \text{ sec}$$

Donc :

Tableau V.6 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	I	S	Q _f	R	T ₀	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	V _{dynamique} (KN)	V _{statique} (KN)
Selon x	0,3	1,2	1,3	1,25	3,5	1,508	0,166	1	185000,2793	30710,046
Selon y	0,3	1,2	1,3	1,25	3,5	1,508	0,166	1	185000,2793	30710,046

- Vérification de l'effort tranchant à la base

Selon X :

$$V_t = 24859,2469 \text{ KN} \geq 0.8 V = 0,8 \times 30710,046 = 24568,037 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Selon Y :

$$V_t = 27094,5626 \text{ KN} > 0.8 V = 0,8 \times 30710,046 = 24568,037 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification du déplacement inter étage
 - Sens x-x

Tableau V. 15 : Déplacement résultant suivant X

Etage	UX(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	vérification	r(%)
17	156,978	3,5	1,25	439,5384	30,9652	72	vérifiée	43,09
16	145,919	3,5	1,25	408,5732	30,506	72	vérifiée	42,50
15	135,024	3,5	1,25	378,0672	30,6152	72	vérifiée	41,72
14	124,09	3,5	1,25	347,452	30,5984	72	vérifiée	41,72
13	113,162	3,5	1,25	316,8536	30,5508	72	vérifiée	41,72
12	102,251	3,5	1,25	286,3028	30,2624	72	vérifiée	41,37
11	91,443	3,5	1,25	256,0404	29,638	72	vérifiée	40,67
10	80,858	3,5	1,25	226,4024	28,9884	72	vérifiée	39,84
9	70,505	3,5	1,25	197,414	28,0504	72	vérifiée	38,66
8	60,487	3,5	1,25	169,3636	26,642	72	vérifiée	37,23
7	50,972	3,5	1,25	142,7216	25,3176	72	vérifiée	35,51
6	41,93	3,5	1,25	117,404	23,7636	72	vérifiée	33,44
5	33,443	3,5	1,25	93,6404	21,8288	72	vérifiée	30,95
4	25,647	3,5	1,25	71,8116	19,6728	72	vérifiée	28,05
3	18,621	3,5	1,25	52,1388	16,9456	72	vérifiée	24,24
2	12,569	3,5	1,25	35,1932	16,3324	84	vérifiée	20,55
1	6,736	3,5	1,25	18,8608	12,5804	84	vérifiée	16,24
RDC	2,243	3,5	1,25	6,2804	6,2804	84	vérifiée	8,39

- Sens-y-y

Tableau V. 16: Déplacement résultant suivant Y

Etage	Uy(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta ky}$ (0,02h) mm	vérification	r(%)
17	134,695	3,5	1,25	377,146	26,4768	72	vérifiée	36,77
16	125,239	3,5	1,25	350,6692	26,7932	72	vérifiée	37,21
15	115,67	3,5	1,25	323,876	27,0088	72	vérifiée	37,51
14	106,024	3,5	1,25	296,8672	27,0088	72	vérifiée	37,51
13	96,378	3,5	1,25	269,8584	26,8296	72	vérifiée	37,26

12	86,796	3,5	1,25	243,0288	26,432	72	vérifiée	36,71
11	77,356	3,5	1,25	216,5968	25,858	72	vérifiée	35,91
10	68,121	3,5	1,25	190,7388	25,1384	72	vérifiée	34,91
9	59,143	3,5	1,25	165,6004	24,1836	72	vérifiée	33,58
8	50,506	3,5	1,25	141,4168	22,8788	72	vérifiée	31,77
7	42,335	3,5	1,25	118,538	21,63	72	vérifiée	30,04
6	34,61	3,5	1,25	96,908	20,1656	72	vérifiée	28,00
5	27,408	3,5	1,25	76,7424	18,3764	72	vérifiée	25,52
4	20,845	3,5	1,25	58,366	16,3324	72	vérifiée	22,68
3	15,012	3,5	1,25	42,0336	13,7452	72	vérifiée	19,09
2	10,103	3,5	1,25	28,2884	12,9136	84	vérifiée	15,37
1	5,491	3,5	1,25	15,3748	10,0492	84	vérifiée	11,96
RDC	1,902	3,5	1,25	5,3256	5,3256	84	vérifiée	6,34

⇒ Les déplacements inter étage sont vérifier à tous les niveaux

- Effet du deuxième ordre

Tableau V. 17: Vérification de l'effet P-Δ

Etage	P_k	Δ_k		V_k		h_k	θ_k		Obs< 10%
		Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y		Sens x	Sens-y	
17	7775,62	30,96	26,47	3450,30	3965,43	3600	0,019	0,014	Vérifier
16	14762,04	30,50	26,79	6046,40	6791,48	3600	0,020	0,016	Vérifier
15	22031,36	30,61	27,00	8010,59	8820,21	3600	0,023	0,018	Vérifier
14	29644,17	30,59	27,00	9401,75	10229,01	3600	0,026	0,021	Vérifier
13	37486,89	30,55	26,82	10350,69	11203,53	3600	0,030	0,024	Vérifier
12	45441,24	30,26	26,43	11021,00	11915,29	3600	0,034	0,028	Vérifier
11	53497,55	29,63	25,85	11575,02	12546,25	3600	0,038	0,030	Vérifier

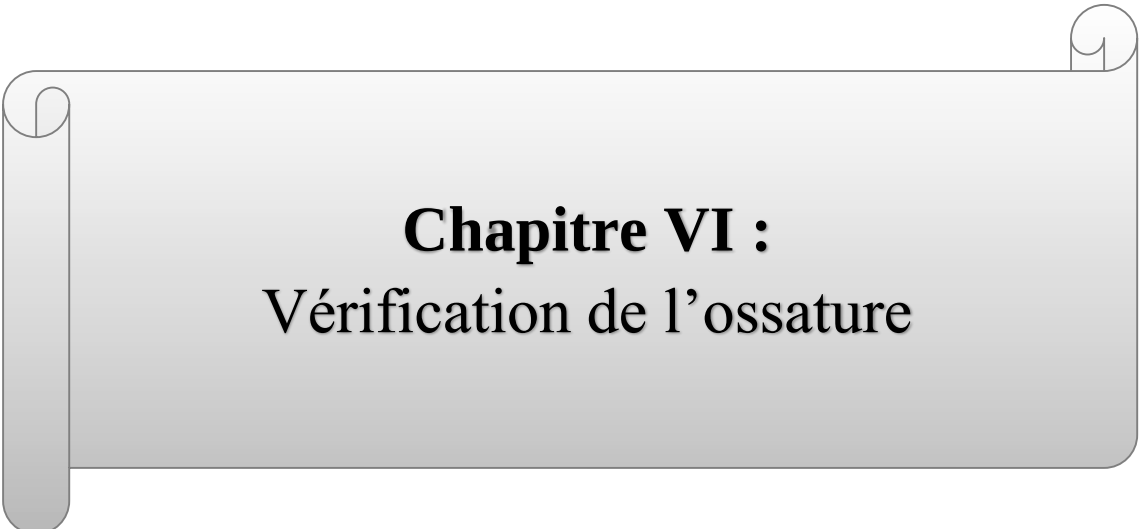
10	61450,95	28,98	25,13	12143,19	13226,84	3600	0,040	0,032	Vérifier
9	69241,14	28,05	24,18	12806,94	14002,95	3600	0,042	0,033	Vérifier
8	76989,40	26,64	22,87	13599,47	14890,22	3600	0,041	0,032	Vérifier
7	84548,78	25,31	21,63	14515,90	15889,45	3600	0,040	0,031	Vérifier
6	91953,08	23,76	20,16	15509,46	16950,26	3600	0,039	0,030	Vérifier
5	99316,85	21,82	18,37	16534,41	18026,11	3600	0,036	0,028	Vérifier
4	106783,21	19,67	16,33	17557,94	19094,53	3600	0,033	0,025	Vérifier
3	115046,11	16,94	13,74	18622,52	20208,01	3600	0,029	0,021	Vérifier
2	133765,75	16,33	12,91	20897,3	22702,35	4200	0,024	0,018	Vérifier
1	155433,41	12,58	10,04	23168,78	25246,39	4200	0,020	0,014	Vérifier
RDC	183895,87	6,28	5,32	24781,17	27079,41	4200	0,011	0,008	Vérifier

▪ **Remarque :**

L'ensemble des éléments de l'ossature de modèle B, incluant les poteaux, poutre principale, poutre secondaire ainsi que les contreventements, fera l'objet d'une vérification détaillée dans le chapitre suivant

V.15. Conclusion :

L'étude dynamique a permis de vérifier le bon comportement global de la structure, notamment en ce qui concerne les déplacements, les périodes propres et l'absence de torsion excessive. Les deux modèles finals présentent une meilleure stabilité et réponds aux exigences de sécurité sismique. Dans le chapitre suivant, une vérification détaillée des éléments des deux modèles sera réalisée afin d'assurer leur dimensionnement conforme aux normes en vigueur.



Chapitre VI :

Vérification de l'ossature

VI.1. Introduction

Ce chapitre présente la vérification de l'ossature du bâtiment modélisé. L'analyse porte sur les principaux éléments porteurs : poutres principales, poutres secondaires, poteaux et noyau et contreventement, afin de s'assurer de leur conformité aux exigences de sécurité et de stabilité.

VI.1.1. Vérification de l'ossature de model avec noyau central

VI.1.1.1 Vérification de la poutre principa

Dans le cadre de ce projet, l'analyse portera sur l'ensemble des poutres principales de la structure. Trois types de poutres principales ont été identifiés, différenciés par leurs longueurs et leurs sections respectives :

- Poutres de 8 mètres de portée (section IPE500)
- Poutres de 10 mètres de portée (section IPE550)
- Poutres de 16 mètres de portée (section HEB650)

Les calculs seront effectués pour chaque type de poutre en tenant compte de la combinaison de charges la plus défavorable, telle que déterminée à l'aide du logiciel **ETABS Version 21.2**. Cette combinaison permet de dimensionner les éléments porteurs de manière sécuritaire selon les sollicitations maximales possibles dans les conditions d'exploitation prévues.

VI.1.1.1.1 Poutres de 8m IPE500

$$\text{On à : } \begin{cases} V_{sd}^{\max} = 290,028 \text{ kN} \\ M_{sd}^{\max} = 340,60 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

- **Moment fléchissant**
- Position de l'axe plastique

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 2000 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 1852,5 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times A_{ax} \times F_y = 0.95 \times 115,5 \times 275 \times 10^{-3} = 3017,43 \text{ KN}$$

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

$$R_{ame} = 0,9 \times f_y \times d \times t_w = 0,9 \times 275 \times 468 \times 10,2 \times 10^{-3} = 1181,46 \text{ KN.m}$$

$$R_{béton} > R_{ame}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{plRd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \left(h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left(3017,43 \times \frac{500}{2} + 1852,5 \left(55 + \frac{65}{2} \right) \right) \times 10^{-3} = 916,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{\max} = 340,60 \text{ kN.m} < M_{prd} = 916,45 \text{ kN.m} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd}^{\max} \leq V_{plrd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$

$$V_{plrd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{5987 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 864,15 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 290,028 \text{ kN} < V_{plrd} = 864,15 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 290,028 \text{ kN} < 0,5 V_{plrd} = 432,07 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ **Vérification du déversement**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

VI.1.1.1.2 Poutres de 10m IPE550

$$\text{On a : } \begin{cases} V_{sd}^{\max} = 287,45 \text{ kN} \\ M_{sd}^{\max} = 287,87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

• Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 2500 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 2315,625 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times A_{ax} \times F_y = 0.95 \times 106 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3} = 2769,25 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{ame}} = 0,9 \times f_y \times d \times t_w = 0,9 \times 275 \times 467,6 \times 11,1 \times 10^{-3} = 1284,61 \text{ KN.m}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{ame}}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{plRd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \left(h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left(2769,25 \times \frac{550}{2} + 2315,625 \left(55 + \frac{65}{2} \right) \right) \times 10^{-3} = 964,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{\text{max}} = 287,87 \text{ kN.m} < M_{pr} = 964,16 \text{ kN.m} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd}^{\text{max}} \leq V_{plrd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$

$$V_{plrd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{7234 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1044,13 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\text{max}} = 287,45 \text{ kN} < V_{plrd} = 1044,13 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 287,45 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 522,069 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

VI.1.1.1.3 Poutres de 16 m HEB650

$$\text{On a : } \begin{cases} V_{sd}^{\max} = 493,47 \text{ kN} \\ M_{sd}^{\max} = 777,84 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

• Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 4000 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 3705 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times A_{ax} \times F_y = 0.95 \times 225 \times 275 \times 10^{-3} = 5878,12 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{ame}} = 0,9 \times f_y \times d \times t_w = 0,9 \times 275 \times 534 \times 16 \times 10^{-3} = 2114,64 \text{ KN.m}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{ame}}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{plRd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \left(h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left(5878,12 \times \frac{650}{2} + 3705 \left(55 + \frac{65}{2} \right) \right) \times 10^{-3} = 2234,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{\max} = 777,84 \text{ kN.m} < M_{prd} = 4689,282 \text{ kN.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd}^{\max} \leq V_{plrd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{12200 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} 10^{-3} = 1760,91 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 493,47 \text{ kN} < V_{plrd} = 1760,91 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 493,47 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 880,45 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

VI.1.1.2. Vérification de la poutre secondaire IPE240

$$\text{On a : } \begin{cases} V_{sd}^{\max} = 78,72 \text{ kN} \\ M_{sd}^{\max} = 125,64 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

• Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 2000 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 1852,5 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times A_{ax} \times F_y = 0.95 \times 39,12 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3} = 1022,01 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{ame}} = 0,9 \times f_y \times d \times t_w = 0,9 \times 275 \times 534 \times 16 \times 10^{-3} = 2114,64 \text{ KN.m}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{ame}}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{plRd} = R_a * \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a}{R_b} * \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = 1022,01 * \left(\frac{240}{2} + 65 + 55 - \frac{1022,01}{1852,5} * \frac{65}{2} \right) * 10^{-3} = \text{kN.m}$$

$$M_{sd}^{\max} = 777,84 \text{ kN.m} < M_{prd} = \text{kN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd}^{\max} \leq V_{plrd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$

$$V_{plrd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{1914 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} 10^{-3} = 276,26 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 78,72 \text{ kN} < V_{plrd} = 276,26 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 78,72 \text{ kN} < 0.5 V_{plrd} = 138,13 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée}$$

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

VI.1.1.3. Vérification des poteaux

- **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.

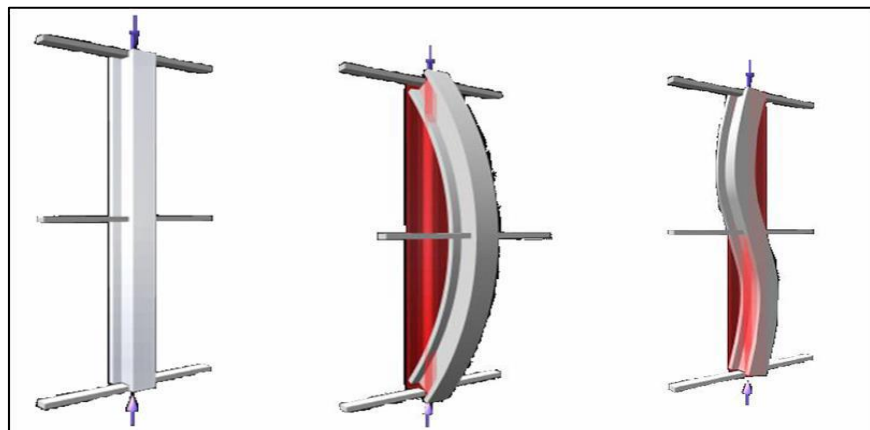


Figure VI. 1 : Phénomène du flambement

- **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_{ye} 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 $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant
- Un moment maximal $M_{sd,y}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondante
- Un moment maximal $M_{sd,z}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondante

- **Exemple de calcul (Niveau RDC/1/2)**

Section composée HEM1000/HEB280

$$N_{sd}^{max} = 5866,370 \text{ kN}$$

$$M_{sdy}^{corr} = 335,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz}^{corr} = 19,8 \text{ kN.m}$$

❖ Sens-Y-Y :

$$K_{b11}^{IPE550} = \frac{57780 \times 10^4}{1000} = 57780 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{IPE500} = \frac{48200 \times 10^4}{8000} = 57780 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1}^{HEM1000+HEB280} = \frac{728895 \times 10^4}{4200} = 1735464,29 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = 0$$

$$K_c^{HEM1000+HEB280} = \frac{728895 \times 10^4}{4200} = 1735464,29 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

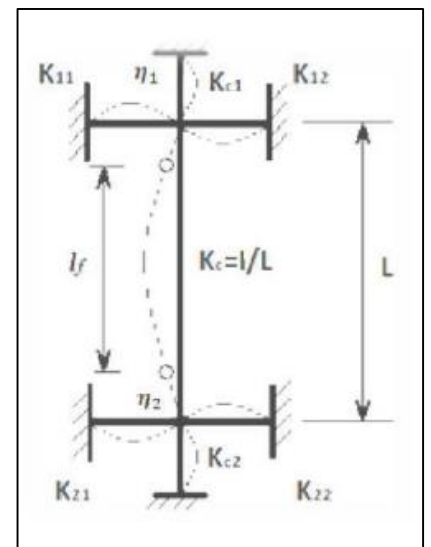


Figure VI. 2 : La rigidité des poteaux.

$$K_{b21} = 0 \text{ mm}^3$$

$$K_{b22} = 0 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0,96$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} = 0 \text{ (Encastrement)}$$

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fy} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fy} = 4,20 (0.5 + 0.14(0,96 + 0) - 0.055(0,96 + 0)^2)$$

$$L_{fy} = 2,452 \text{ m}$$

❖ Sens Z-Z :

$$K_{b11}^{\text{IPE550}} = \frac{2622 \times 10^4}{1000} = 2662 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{\text{IPE500}} = \frac{214,2 \times 10^4}{8000} = 26775 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1}^{\text{HEM1000+HEB280}} = \frac{37730 \times 10^4}{4200} = 89833,33 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = 0$$

$$K_{c1}^{\text{HEM1000+HEB280}} = \frac{37730 \times 10^4}{4200} = 89833,33 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b21} = 0 \text{ mm}^3$$

$$K_{b22} = 0 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0.98$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} = 0 \text{ (Encastrement)}$$

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fz}=H (0.5 + 0.14(\eta_1+\eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fz}=4,20 (0.5+0.14(0.98+0) - 0.055(0.98 + 0)^2) \quad L_{fz}=2,454 \text{ m}$$

❖ Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2452}{355,85} = 6,89 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{6,89}{86,81} = 0,079 < 0,2 \quad \text{Alors il n'y a pas risque de flambement.}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2454}{80,96} = 30,27 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{30,32}{86,81} = 0,349 > 0,2 \quad \text{Alors il y a un risque de flambement.}$$

$$\varphi_z = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0.5(1 + 0.49(0,349 - 0.2) + 0,349^2) = 0.597$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.597 + \sqrt{0.597^2 - 0.349^2}} = 0.92$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \text{Min}(1 ; 0.92) = 0.92$$

$$\beta_{my} = 1.8 - 0.7\psi \Rightarrow \beta_{my} = 1.71 \quad \text{Avec } \psi = 0,12$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\psi \Rightarrow \beta_{mz} = 1,59 \quad \text{Avec } \psi = 0,29$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right)$$

$$\mu_y = 0,079(2 * 1,71 - 4) + \left(\frac{17287,6 - 14801}{14801}\right) = 0,12 \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right)$$

$$\mu_z = 0,34(2 * 1,59 - 4) + \left(\frac{3474 - 2608}{2608}\right) = 0,05 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} = 1 - \frac{5866,370 * 0,12}{1 * 57560 * 275} = 0,95 \leq 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} = 1 - \frac{5866,370 * 0,05}{1 * 57560 * 275} = 0.98 \leq 1.5$$

- Donc sections de classe 1/2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

$$M_{ply} = W_{ply} * f_y = 4754,09 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} * f_y = 955,35 \text{ kn.m}$$

$$N_{pl} = A * F_y = 158239 \text{ Kn}$$

$$\left[\frac{5866370}{0,92 * \frac{158239000}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,95 * 335160000}{\frac{4754090000}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,98 * 19800000}{\frac{955350000}{1,1}} \right] = 0,537 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des autres cas :

Tableau VI. 1 : Vérification au flambement par flexion pour poteau de RDC .

/	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{max}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale(r)	<1
Cas 2	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	504,143	1010,17	1,027	0,10	CV
Cas 3	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	167,980	147,33	46,91	0,27	CV

- Vérification des autres poteaux

Les vérifications sont faites par chaque section lorsque on a la même section pour chaque 3 niveaux

- Cas : N^{max} , $M_{sd,y}^{cor}$, $M_{sd,z}^{cor}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 2 : Vérification au flambement par flexion pour $N^{\max}$.

Profilé	Combinaison	$N_{sd}^{\max}$	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale(r)	<1
HEM1000/ HEB260	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	4375,8	115,5	38,97	0,41	CV
HEM1000	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	3461,2	196,96	33,818	0,45	CV
HEB700	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	2588,84	15,28	8,95	0,40	CV
HEB450	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	1746,10	33,37	8,81	0,39	CV
HEB260	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	911,1	33,22	5,93	0,32	CV

- Cas : N^{cor} , $M_{sdy}^{\max}$, M_{sdz}^{cor}

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 3 : Vérification au flambement par flexion pour $M_y^{\max}$.

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{cor}	$M_{sdy}^{\max}$	M_{sdz}^{cor}	Valeur finale(r)	<1
HEM1000/ HEB260	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	3507,3	57,55	6,18	0,29	CV
HEM1000	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	2811,6	79,48	9,04	0,32	CV
HEB700	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	2539,6	51,53	8,64	0,4	CV
HEB450	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	1031,9	67,85	12,37	0,31	CV
HEB260	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	268,1	115,78	11,13	0,49	CV

- Cas : N^{cor} , M_{sdy}^{cor} , $M_{sdz}^{\max}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 4 : Vérification au flambement par flexion pour $M_z^{\max}$.

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{cor}	$M_{sdz}^{\max}$	Valeur finale(r)	<1
HEM1000 /HEB260	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	1498,68 0	58,37	30,18	0,17	CV
HEM1000	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	1201,40 0	65,59	24,63	0,19	CV
HEB700	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	750,750	95,9	27,66	0,23	CV
HEB450	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	510,860	75,053	28,68	0,27	CV
HEB260	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	127,95	18,44	38,51	0,34	CV

VI.1.2. Vérification de l'ossature de model avec contreventement**VI.2.1. Vérification de la poutre principale****VI.2.1.1. Poutre de 8 m HEA400****Tableau VI. 5 :** tableau recapitulatif de vérification de poutre principale HEA400

Vérification de la poutre principale HEA400		
Moment fléchissant	Effort Tranchant	Interaction
Msd=368,40 KN.m	Vsd=312,02 KN	Vsd=312,02 KN
Mplrd=972,09 KN.m	Vplrd= 827,487 KN	0,5Vplrd= 413,74 KN
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

VI.2.1.2. Poutre de 10 m HEA500**Tableau VI. 6 :** tableau recapitulatif de vérification de poutre principale HEA500

Vérification de la poutre principale HEA500		
Moment fléchissant	Effort Tranchant	Interaction

Msd=406,79 KN.m	Vsd=400,372KN	Vsd=400,372KN
Mplrd=1545,490KN.m	Vplrd= 1078,49KN	0,5Vplrd= 539,245 KN
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

VI.2.1.3. Poutre de 16 m HEB700

Tableau VI. 7 : tableau recapilatif de vérification de poutre principale HEB700

Vérification de la poutre principale HEB700		
Moment fléchissent	Effort Tranchant	Interaction
Msd=1149,11 KN.m	Vsd=670,60KN	Vsd=670,60KN
Mplrd=3125,83 KN.m	Vplrd= 1978,868KN	0,5Vplrd= 989,43KN
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

VI.2.2. Vérification de la poutre secondaire

Tableau VI.12 : tableau recapilatif de vérification de poutre principale HEA300

Vérification de la poutre principale HEA300		
Moment fléchissent	Effort tranchant	Interaction
Msd=264,41 KN.m	Vsd=150,08KN	Vsd=150,08KN
Mplrd=627,30KN.m	Vplrd= 538,09KN	0,5Vplrd= 269,04KN
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

VI.2.3. Vérification des poteaux

- Cas: $N^{\max}$, $M_{sd,y}^{\text{cor}}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$

Tableau VI. 8 : Vérification au flambement par flexion pour $N_{sd}^{\max}$.

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale (r)	<1
HEM1000/ HEB400	G+0,4Q-0,3EX-EY	10954,5	756,31	51,43	0,95	CV
HEM1000/ HEB280	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	4023,11	74,46	13,06	0,32	CV
HEM1000/ HEB260	G+0,4Q-0,3EX-EY	8038,60	41,17	38,67	0,66	CV
HEM1000	G+0,4Q-0,3EX-EY	8455,16	111,91	35,31	0,91	CV
HEB700	G+0,4Q-0,3EX-EY	1603,48	109,21	20,39	0,32	CV
HEB500	ELU	1464,31	114,24	0,07	0,29	CV

- Cas: N^{cor} , M_{sdy}^{max} , M_{sdz}^{cor}

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 9 : Vérification au flambement par flexion pour M_y^{max} .

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{max}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale(r)	<1
HEM1000/ HEB400	ELU	767,579	1452,9	2,3361	0,38	CV
HEM1000/ HEB280	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	1466,7396	109,61	20,856	0,15	CV

HEM1000/ HEB260	G+0,4Q+EX+0,3EY	2420,7908	351,39	71,612	0,35	CV
HEM1000	G+0,4Q+EX+0,3EY	1684,59	358,05	70,835	0,26	CV
HEB700	G+0,4Q+0,3EX+0,3EY	564,88	114,20	3,915	0,14	CV
HEB500	ELU	411,10	360,66	21,620	0,42	CV

- Cas : N^{cor} , $M_{sd,y}^{cor}$, $M_{sd,z}^{max}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 10 : Vérification au flambement par flexion pour M_z^{max} .

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{cor}	M_{sdy}^{cor}	M_{sdz}^{max}	Valeur finale(r)	<1
HEM1000/ HEB400	G+0,4Q+EX+0,3EY	1252,68	1252,68	199,414 8	0,52	CV
HEM1000/ HEB280	G+0,4Q+0,3EX+0,3 EY	1807,025	84,4173	17,0076	0,13	CV
HEM1000/ HEB260	G+0,4Q-0,3EX-EY	2896,02	113,947	119,092 3	0,39	CV
HEM1000	G+0,4Q-0,3EX-EY	2019,97	183,760	108,61	0,24	CV
HEB700	G+0,4Q+0,3EX+0,3 EY	866,021	94,6299	9,5211	0,19	CV

HEB500	G+0,4Q-0,3EX-EY	344,501	149,696	140,812 9	0,60	CV
--------	-----------------	---------	---------	--------------	------	----

VI.2.4. Calcul des connecteurs

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Alors :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25.30500}}{1.25} = 73,133 \text{ KN} \\ 0.8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1.25} = 81,656 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 73,133 \text{ KN} \\ 81,656 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 73,133 \text{ KN}$$

VI.2.4.1 Influence du sens du bac d'acier

Kt Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures de bac pour un bac d'acier dont les nervures sont parallèles à la poutre. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

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

Avec :

- N_r : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1
- h_c : hauteur de la dalle en béton
- h_p : hauteur du bac d'acier
- b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBOND55)

$$Kt = \left\{ 0.6 \times \frac{88,5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \right.$$

$$Kt = 0,702$$

VI.2.4.2 Effort tranchant repris par les goujons

$$R_L = \inf (R_{Béton} ; R_{Acier}) = \inf (1852,5 \text{ kN} ; 2581,672 \text{ kN})$$

$$R_L = 1852,5 \text{ kN}$$

VI.2.4.3 Nombre des connecteurs par demi-portée

$$N^{bre} \frac{R_L}{Kt * P_{rd}} = \frac{1852,5}{73,133 * 0,702} = 36,08$$

Soit N=36 goujons sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 72 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$e_{max} \geq 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{8000}{72 - 1} = 112,67 \text{ cm}$$

$$e_{min} \leq 112,67 \leq e_{max}$$

On opte pour un espacement de 11 cm entre les goujons.

VI.2.4. Vérification du contreventement

La structure présente plusieurs types de contreventement, disposés de façon à varier tous les trois étages, chaque groupe utilisant un système de contreventement spécifique avec sa propre section en V

- **RDC/1^{er}/2^{eme}**

Les contreventements sont tube 360*360*25 de longueur l=5,8 m

- ❖ D'après le logiciel ETABS

$$N_{sd}^{\max} = 2862,73 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd}^{\max} = -3048,45 \text{ KN (compression)}$$

- **Vérification a la traction**

$$N_{sd}^{\max} = 3028,2487 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd}^{\max} \leq N_{trd} \text{ Avec : } N_{trd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 335 * \frac{275}{1,1} = 83750 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } N_{sd}^{\max} = 2862,7347 \text{ KN} \leq N_{trd} = 83750 \text{ KN}$$

- **Vérification a compression :**

$$\text{Il faut vérifier que } N_{sd}^{\max} \leq N_{brd} = \chi * \beta_A * A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ Avec : } \varphi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

❖ Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_y} = \frac{5800}{173,1} = 33,50 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{42,21}{86,81} = 0,38 \geq 0,2 \text{ Alors il ya un risque de flambement}$$

On a section tubulaire donc courbe de flambement = courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Donc :

$$\varphi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\varphi = 0.5(1 + 0,34(0,38 - 0,2) + 0,38^2)$$

$$\varphi = 1,8$$

$$\chi = \frac{1}{1,8 + \sqrt{1,8^2 - 0,38^2}} = 0,48$$

$$N_{brd} = 0,48 * 1 * 335 * \frac{275}{1,1} = 4020 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{\max} = 3214,2557 \leq N_{brd} = 4020 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des autres sections**

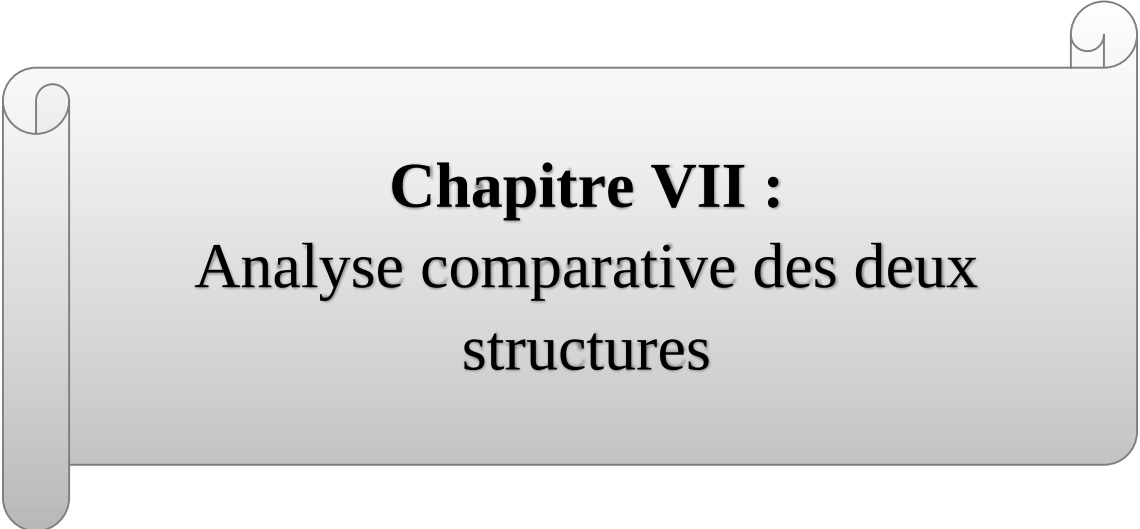
Tableau VI. 11 : Vérification des contreventements des autres étages

section	Nsd traction	Ntrd	Nsd Compression	N _{brd}	Vérification

Tube340*340*25	2862,7347	7875	-3048,4526	3150	Vérifiée
Tube320*320*25	1631,4058	7375	-1800,1797	2950	Vérifiée
Tube300*300*25	1209,2182	5600	-1376,3935	2128	Vérifiée
Tube280*280*25	1055,4074	5200	-1218,1162	1872	Vérifiée
Tube260*260*25	786,567	4800	-931,6273	1536	Vérifiée

VI.3. Conclusion :

Après avoir vérifié les structures des deux modèles, leurs différences techniques ont été clairement identifiées. Une comparaison, basée sur plusieurs critères clés, sera réalisée dans le chapitre suivant afin de déterminer l'option la plus adaptée au projet.

A decorative graphic of a scroll, rendered in light gray with a subtle gradient. It features a vertical strip on the left side and a horizontal body. The top and bottom edges of the horizontal body are slightly curved, and the corners are rounded. Small circular details at the top and bottom of the vertical strip suggest the binding of the scroll.

Chapitre VII :

Analyse comparative des deux structures

VII .1. Introduction

Ce chapitre est consacré à une étude comparative entre deux configurations de contreventement appliquées à la même structure. La première repose sur un noyau central constitué de voiles en béton armé, tandis que la seconde adopte un système de contreventements métalliques disposés en façade. L'objectif de cette comparaison est d'évaluer les performances globales de chaque solution, tant sur le plan technique qu'économique, afin de déterminer la configuration la plus adaptée aux exigences du projet.

VII .2. Structure avec voiles**VII .2.1. Les Avantages**

Bonne rigidité latérale, surtout en zone sismique.

Réduction significative des déplacements horizontaux.

Concentration des éléments de stabilité dans une zone compacte (autour des circulations), ce qui libère les façades pour un aménagement architectural plus flexible.

Moins d'éléments métalliques complexes à assembler sur chantier.

VII .2.2. Les Inconvénients

Moins de flexibilité architecturale au centre du bâtiment.

Poids plus élevé dû aux voiles en béton armé.

Temps de construction potentiellement plus long à cause du bétonnage et du décoffrage.

Peut créer une rigidité excessive si mal dimensionné, entraînant un déséquilibre dynamique.

VII.3. Structure avec contreventements métalliques**VII.3.1. Les Avantages**

Poids réduit de la structure, ce qui peut diminuer les efforts sismiques transmis aux fondations.

Facilité de montage et rapidité d'exécution.

Souplesse dans le positionnement des circulations verticales internes.

Moins d'encombrement dans les zones centrales du bâtiment.

VII.3.2. Les Inconvénients

Présence de contreventements visibles en façade, pouvant nuire à l'esthétique ou à l'architecture.

Répartition moins homogène des efforts, selon la disposition des contreventements.

Moins de rigidité globale comparée à un noyau central, surtout pour les structures de grande hauteur. Aspect économique

- Les deux solutions présentent des avantages et des limites qui dépendent du contexte projet. La structure avec voiles se distingue par sa rigidité et sa capacité à répondre efficacement aux exigences sismiques, tandis que la structure avec contreventements offre une plus grande légèreté et une exécution plus rapide.

Le choix final doit donc se faire en tenant compte des priorités du projet, qu'elles soient techniques, architecturales ou économiques. Dans notre cas, les résultats des vérifications et des simulations orientent le choix vers la configuration présentant le meilleur équilibre entre performance et faisabilité.

VII.4. Modèle 1 : Structure avec voiles

- **Les poteaux :**

Tableau VII. 1: le coût des poteaux modèle 1

Voile	Hauteur	Poids linéique (kg/m)	Nombre	poids	Prix unitaire (DA/kg)	Coût total (DA)
HEM1000 + HEB280	4,2	452	184	349305,6	380	132736128
HEM1000 + HEB260	3,6	442	78	124113,6	380	47163168

HEM1000	3,6	349	78	97999,2	380	37239696
voile	3,6	241	78	67672,8	380	25715664
HEB500	3,6	187	78	52509,6	380	19953648
HEB260	3,6	93	78	26114,4	380	9923472
Le cout total du poteau						272731776

- Les poutres :

Tableau VII. 2 : le coût des poutres modèle 1

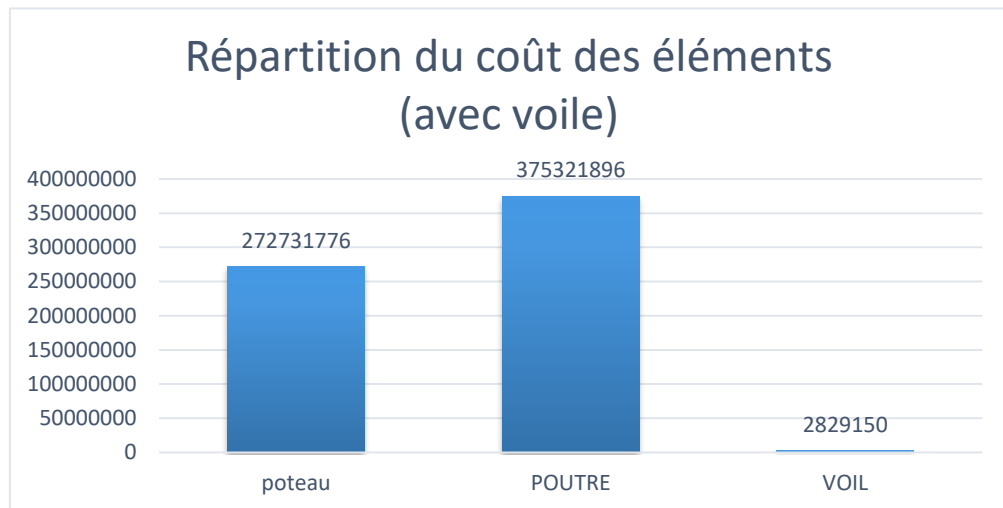
voile	longueur(m)	Poids linéique (kg/m)	Nombre	poids	Prix unitaire (DA/kg)	Coût total (DA)
IPE500	8	90,7	346	251057,6	380	95401888
IPE550	10	106	141	149460	380	56794800
HEB650	16	225	8	28800	380	10944000
voile	8	30,7	816	200409,6	380	76155648
IPE240 (solive)	8	30,7	1222	300123,2	380	114046816
IPE240 (balcon)	8	30,7	90	22104	380	8399520
IPE240 (balcon)	2	30,7	582	35734,8	380	13579224
Le cout total des poutres						375321896

- Les voiles :

Tableau VII. 3: le coût de voile modèle 1

Élément	Poids	Unité	Coût unitaire (DA)	Coût total (DA)
voile	943,05	m ²	1500	2829150

Au final, d'après les calculs effectués, le coût total de la structure est estimé à 650882822 DA.”

**Figure VII. 1 :** Répartition du coût des éléments (avec voile) modèle

Le graphique ci-dessus représente la répartition des coûts des éléments principaux dans le Modèle 1, dans lequel qui intègre un système de contreventement par voiles en béton armé.

L'analyse des données permet de tirer les conclusions suivantes :

- ✦ Les poutres constituent l'élément le plus onéreux de la structure, avec un coût estimé à environ 35 000 000 DA, soit plus de 50 % du coût total.
- ✦ Les poteaux viennent en deuxième position, représentant un coût d'environ 30 000 000 DA.
- ✦ Les voiles, malgré leur rôle essentiel dans la stabilité latérale du bâtiment, n'occupent qu'une part marginale du coût total, estimée à environ 1 000 000 DA.

VII.5. Modèle 2 : Structure avec des contreventements métalliques

- Les poteaux :

Tableau VII. 4 : le coût des poteaux modèle 2

Profil	Hauteur	Poids linéique (kg/m)	Nombre	poids	Prix unitaire (DA/kg)	Coût total (DA)
HEM1000 + HEB400	4,2	504	184	389491,2	380	148006656
HEM1000 + HEB280	3,6	452	78	126921,6	380	48230208
HEM1000 + HEB260	3,6	442	78	124113,6	380	47163168
HEM1000	3,6	349	78	97999,2	380	37239696
HEB700	3,6	241	78	67672,8	380	25715664
HEB500	3,6	187	78	52509,6	380	19953648
Le cout total des poteaux						326309040

- Les poutres :

Tableau VII. 5 : le coût des poutres modèle 2

Profil	longueur(m)	Poids linéique (kg/m)	Nombre	poids	Prix unitaire (DA/kg)	Coût total (DA)
HEA400	8	125	346	346000	380	131480000
HEA500	10	155	141	218550	380	83049000
HEA700	16	204	8	26112	380	9922560
HEA300(secondaire)	8	88,3	816	576422,4	380	219040512
IPE240(solive)	8	30,7	1222	300123,2	380	114046826
IPE240(balcon)	8	30,7	90	22104	380	8399520
IPE240(balcon)	2	30,7	582	35734,8	380	13579224
Le cout total des poutres						579517631

- Les contreventements :

Tableau VII. 6 : le coût de contreventement modèle 2

Profil	longueur(m)	Poids linéique (kg/m)	Nombre	Poids	Prix unitaire (DA/kg)	Coût total (DA)
Tube360*360*25	5,8	262,97	217	330974,04	380	125770136
Tube340*340*25	5,38	247,28	72	95786,381	380	36398825
Tube320*320*25	5,38	231,57	72	89700,955	380	34086363
Tube300*300*25	5,38	215,87	72	83619,403	380	31775373
Tube280*280*25	5,38	200,17	72	77537,851	380	29464383
Tube260*260*25	5,38	184,47	72	71456,299	380	27153394
Cout total des contreventements						284648474

- Les voiles :

Tableau VII. 7 : le coût de voile modèle 2

Élément	Poids	Unité	Coût unitaire (DA)	Coût total (DA)
voile	223,77	m ²	1500	78319,5

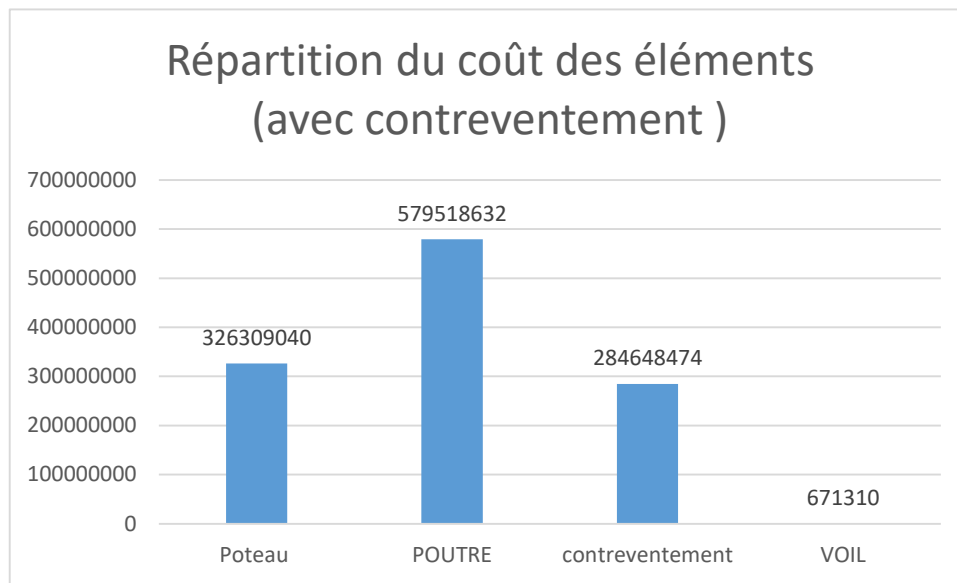


Figure VII. 2 : Répartition du coût des éléments (avec contreventement) modèle 2

Au final, d’après les calculs effectués, le coût total de la structure est estimé à 1191147456 DA.”

Le graphique ci-dessus représente la répartition des coûts des éléments principaux dans le Modèle 2, dans lequel le contreventement est assuré par des dispositifs métalliques

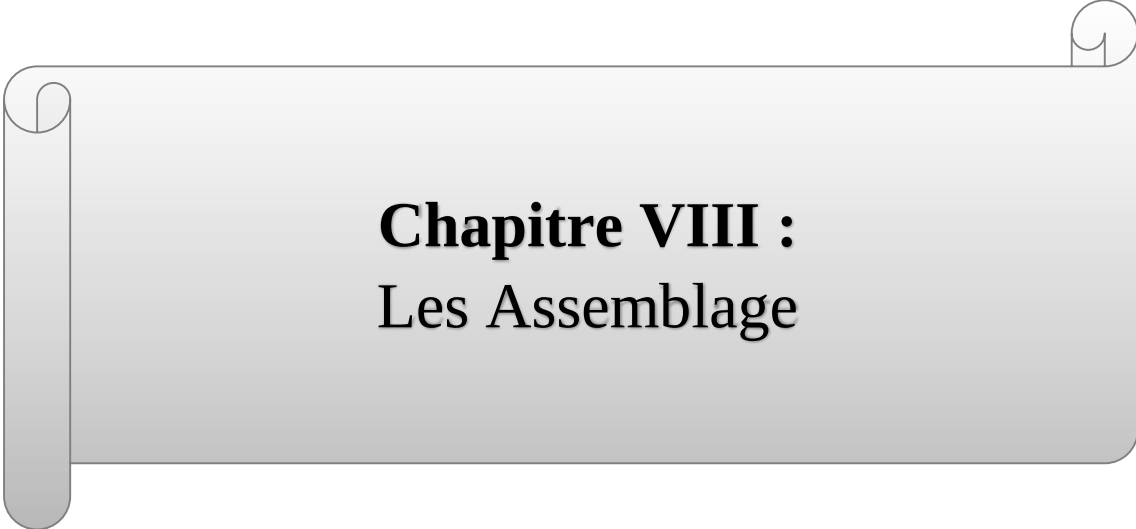
L’analyse des données permet de tirer les conclusions suivantes :

- ✦ Le coût des poutres est le plus élevé, atteignant environ 60 000 000 DA, ce qui représente la part dominante du budget.
- ✦ Les poteaux conservent une part significative, avoisinant les 35 000 000 DA.
- ✦ Le contreventement représente une dépense importante, estimée à 30 000 000 DA environ.
- ✦ Le voile apparaît de manière résiduelle dans le graphique, probablement en raison de sa suppression quasi totale dans ce modèle.

Cette répartition indique que le remplacement des voiles par un contreventement métallique engendre une augmentation nette des coûts globaux, notamment en raison du prix élevé des aciers utilisés dans les contreventements, ainsi que des systèmes de fixation et des assemblages spécifiques qu’ils nécessitent.

VII.6. Conclusion :

D'après la comparaison entre les deux modèles, il ressort que le modèle intégrant un voile présente des avantages significatifs. En effet, ce modèle s'avère être le plus économique en termes de coûts, tout en offrant une rigidité et une stabilité supérieures par rapport à l'autre. Ainsi, le modèle avec voile constitue la solution optimale, alliant performance structurelle et rentabilité.



Chapitre VIII : Les Assemblage

Dans ce chapitre, 7 types d'assemblages sont traités :

- ❖ Assemblage poutre-solive.
- ❖ Assemblage poteau-poutre principale.
- ❖ Assemblage poteau-poutre secondaire.
- ❖ Assemblage poteau-poteau.
- ❖ Assemblage pied de poteau.
- ❖ Assemblage poutre principale-voile.
- ❖ Assemblage poutre secondaire-voile.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année

VIII.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive

VIII.1.1. Poutre de 8m (IPE 500 – IPE 240)

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

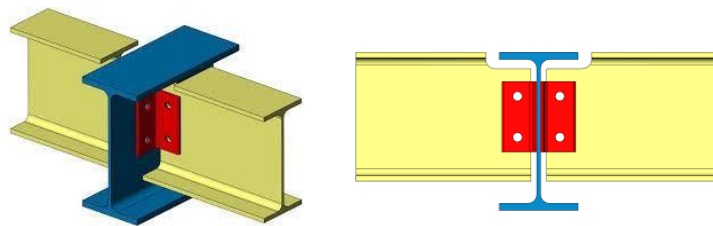


Figure VIII. 1: Schéma d'assemblage solive-poutre.

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE240** avec l'âme de la poutre en **IPE500**, avec une file verticale de deux boulons. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques sont récapitulé dont le tableau suivant :

Tableau VIII. 1 : Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
IPE500	500	200	16	10,2	116
IPE240	240	120	9,8	6,2	53,8

- **Efforts sollicitant**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 67,72 \text{ KN}$

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 200 = 120 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 120 \text{ mm}$

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 10 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $180 \times 180 \times 12 \text{ mm}$

- **Le choix des boulons**

Epaisseur de la platine : $t_p = 10 \text{ mm}$

$t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm.}$

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (14 ; 16 ; 20) \text{ mm.}$

$t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm.}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 14 \text{ mm}$, classe 6.8

- **Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 14 mm (M14) et de classe 6.8

Donc $d_0 = d + 2 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$

M14 $\Rightarrow d = 14 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 16 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$

- Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 19,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 35,2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 24 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 48 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$$

$$e_1 = 60 \text{ mm} \quad p_1 = 60 \text{ mm} \quad e_2 = 60 \text{ mm} \quad p_2 = 60 \text{ mm}$$

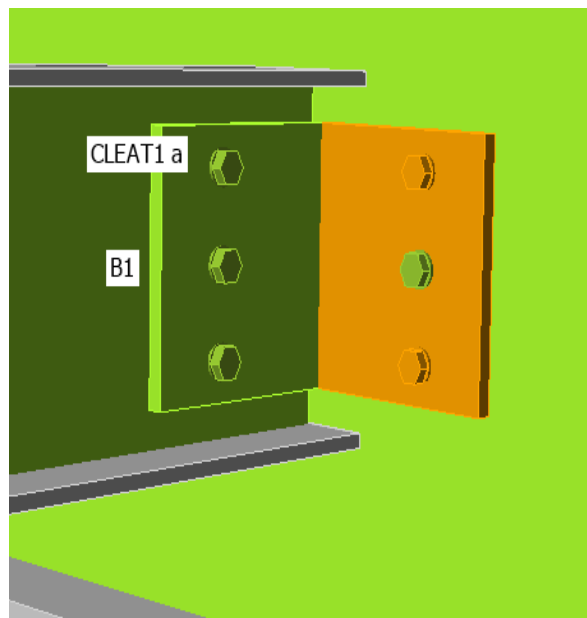


Figure VIII. 2: Assemblage poutre IPE5000-Solive IPE240.

- Boulons assemblant la cornière à la poutre

VIII.1.1.1. Vérification de la résistance des boulons aux efforts combinés de traction et de cisaillement

Effort tranchant : $V_{sd} = 67,72 \text{ KN}$

Est moment M_0 (existe à cause de l'excentricité e_2), c'est ce qui rend l'effort F_{tsd} présente

Donc on doit vérifier que : $\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1,4 \cdot F_{trd}} \leq 1$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 154 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 154 \times 600}{1,25} \times 10^{-3} = 44,35 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{67,72}{3} = 22,57 \text{ KN}$$

$$M_0 = 0,5 \times V_{sd} \times e = 0,5 \times 67,72 \times 0,060 = 2,031 \text{ KN.m}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_0 \times P_1}{P_1^2} = \frac{2,031 \times 0,060}{0,060^2} = 33,85 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{1,25} = \frac{0,9 \times 115 \times 600}{1,25} = 49,68 \text{ KN}$$

$$\frac{22,57}{44,35} + \frac{33,85}{1,4 \times 49,68} = 0,99 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.1.1.2. Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la poutre et de la cornière

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la poutre, donc on a choisi l'épaisseur minimale.

$$t = \min(t_w, t_p) = \min(10,2, 10) = 10 \text{ mm}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

- $F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$
- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{3}$
- $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- f_u : La résistance à la traction des cornières.
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$

Donc :

$$\alpha = \min (1,25 ; 1,00 ; 1,39 ; 1) = 1 .$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 430 \times 14 \times 10}{1,25} = 120,4 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{3} = \frac{67,72}{3} = 22,57 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 22,57 \text{ KN} < F_{b,rd} = 120,4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Boulons assemblant la cornière à la solive**

VIII.1.1.3. Vérification de la résistance des boulons aux efforts de cisaillement

Effort tranchant : $V_{sd} = 67,72 \text{ KN}$

Donc il faut vérifier que : $V_{sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 154 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 154 \times 600}{1,25} \times 2 \times 10^{-3} = 88,704 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 67,72 \text{ KN} < F_{v,rd} = 88,704 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.1.1.4. Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la solive et de la cornière

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la solive, donc on a choisi l'épaisseur minimale.

$$t = \min (t_w, t_p) = \min (6,2 ; 10) = 6,2 \text{ mm}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

- $F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$
- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{3}$
- $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- f_u : La résistance à la traction des cornières.
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$

Donc :

$$\alpha = \min (1,25 ; 1,00 ; 1,39 ; 1) = 1 .$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 430 \times 14 \times 6,2}{1,25} = 74,64 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{3} = \frac{67,72}{3} = 22,57 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 22,57 \text{ KN} < F_{b,rd} = 74,64 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.1.2. Poutre de 10 m avec solive (IPE 550 – IPE 240) :

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA StatiCa** [Annexe 3] .

Effort tranchant : $V_{sd} = 58,59 \text{ KN}$

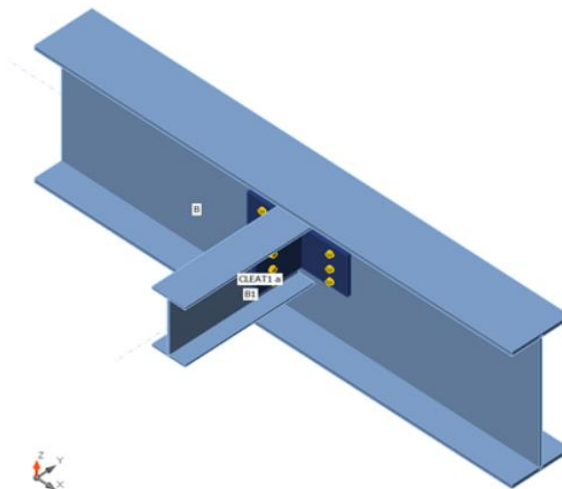
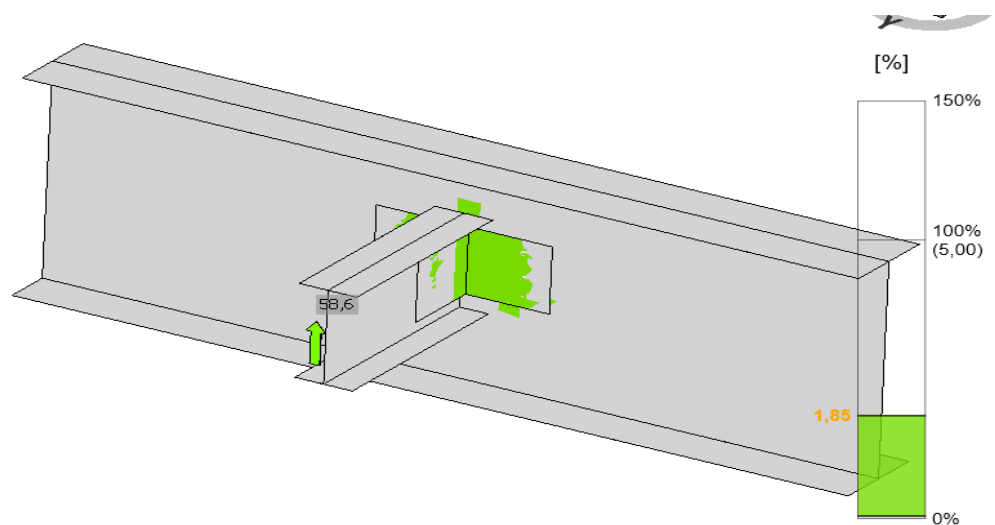
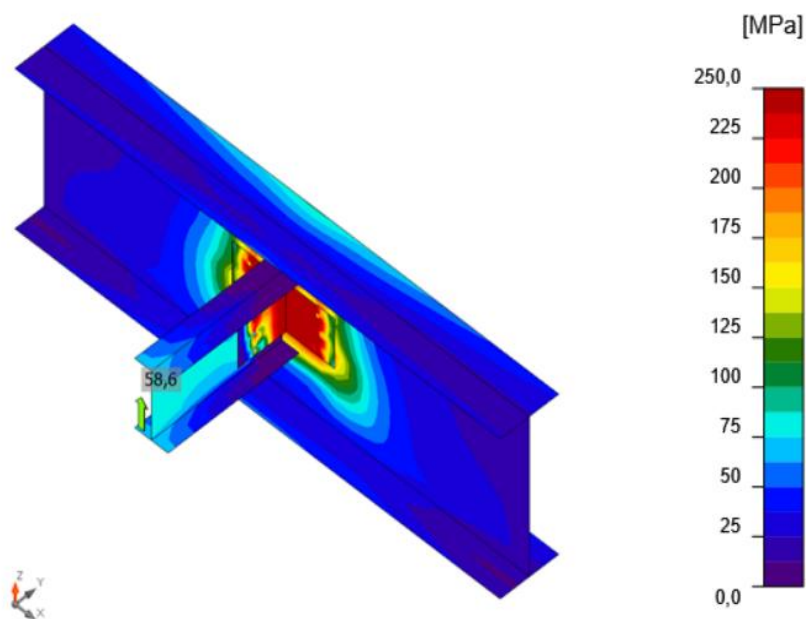


Figure VIII. 3: Vue d'assemblage poutre IPE550 –solive IPE240

Tableau VIII. 2: Résumé d'assemblage poutre IPE550 –solive IPE240

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$1,8 < 5.0\%$	OK
Soudures	$97,8 < 100\%$	OK
Voilement	30,39	OK

**Figure VIII. 4:** Vérification de déformation.**Figure VIII. 5 :** Contrainte équivalente.

VIII.1. 3. Poutre de 16 m avec solive (HEB 650 – IPE 240) :

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA StatiCa** [Annexe 4].

Effort tranchant : $V_{sd} = 67,78 \text{ KN}$

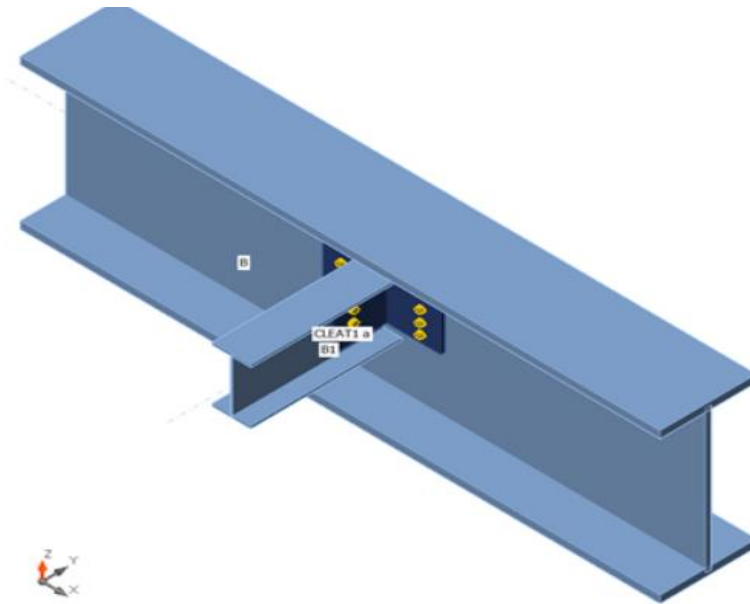


Figure VIII. 6 : Vue d'assemblage poutre HEB650 –solive IPE240

Tableau VIII. 3 : Résumé d'assemblage poutre HEB650 –solive IPE240

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$4,0 < 5,0\%$	OK
Soudures	$90,9 < 100\%$	OK
Voilement	26,29	OK

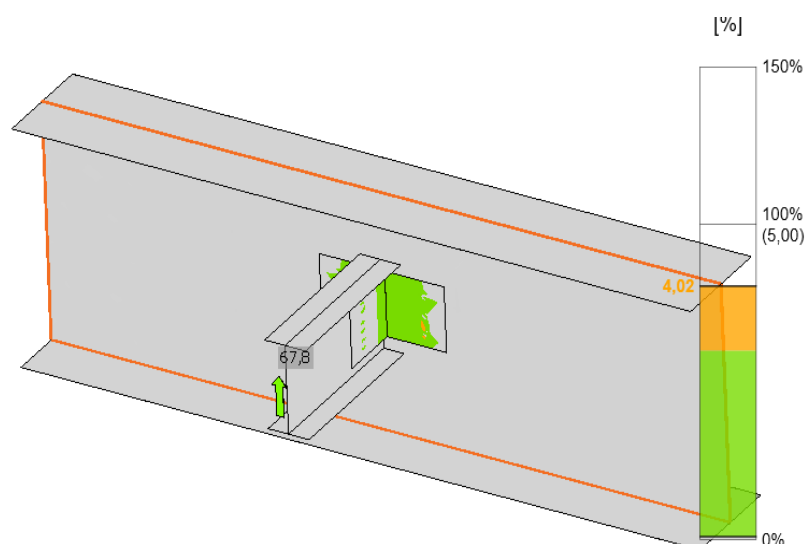


Figure VIII. 7 : Vérification de déformation.

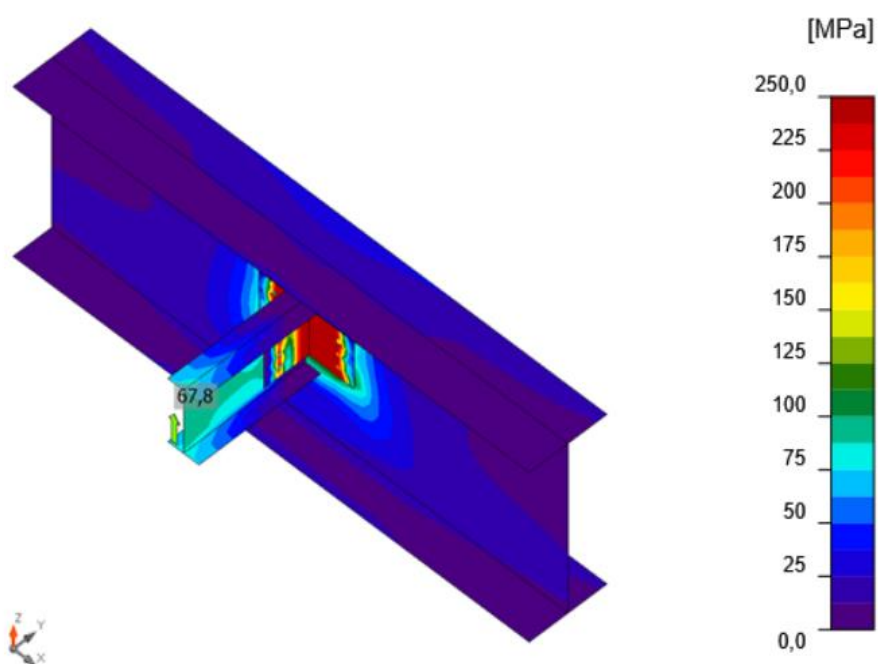


Figure VIII. 8 : Contrainte équivalente.

VIII.2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre principale (HEM100_IPE500)

VIII.2.1. Poutre de 8m (IPE 500) :

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre HEB280 et un poteau HE1000 leur caractéristique se résume dont le tableau suivant :

Tableau VIII. 4 : Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEM1000	1008	302	40	21	444,2
IPE500	500	200	16	10	159

Efforts sollicitant

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 293,4147 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = -92,9353 \text{ KN}$

- Calcul de la soudure poutre IPE500

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ u_s = 430 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 16 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{1.3 \times 0.85}{430 \times \sqrt{2}} = 7.26$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 10 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{1.3 \times 0.85}{430 \times \sqrt{2}} = 4.54$$

On fixe le cordon de soudure $a = 10 \text{ mm}$.

$$L_1 = b_s = 200 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 95 \text{ mm}$$

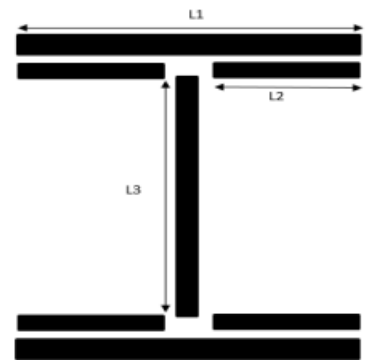


Figure VIII. 9: Assemblage soudé poutre- platine.

$$L_3 = h - 2t_f = 468 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i \cdot a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3) a = 17160 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a \cdot L_1 \cdot d_1^2) + (2 a \cdot L_2 \cdot d_2^2)]$$

Avec:

$$d_1 = h/2 + a/2 = 255 \text{ mm}$$

$$d_2 = h/2 - t_f - a/2 = 229 \text{ mm}$$

$$\rightarrow I_{s/yy} = 401,17 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

VIII.2.1.1. Vérification de la résistance

- Effet de **Nsd** et **Vsd**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2l_3 \cdot a} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 17,19 \text{ MPa} < 390,90 \text{ MPa}$$

- Effet de **Nsd** et **Msd** :

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \cdot \frac{h}{2} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 232,72 \text{ MPa} < 390,90 \text{ MPa}$$

VIII.2.1.2. Assemblage poteau-platine (boulonnage)

- **Choix de diamètre du boulon**

On choisit une platine de dimension 700 x 300 avec épaisseur = 16 mm

$$t \leq 10 \text{ mm } d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm } d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm } d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur de la platine $t = 16 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 22 \text{ mm}$.

- **Le choix des boulons**

On prend $n = 12$ (boulons) HR.

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 192 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 82 \text{ mm}.$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 28,8 \text{ mm} \leq e_2 \leq 192 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 70 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 52,8 \text{ mm} \leq P_1 \leq 224 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 190 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 52,8 \text{ mm} \leq P_2 \leq 224 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 184 \text{ mm.}$$

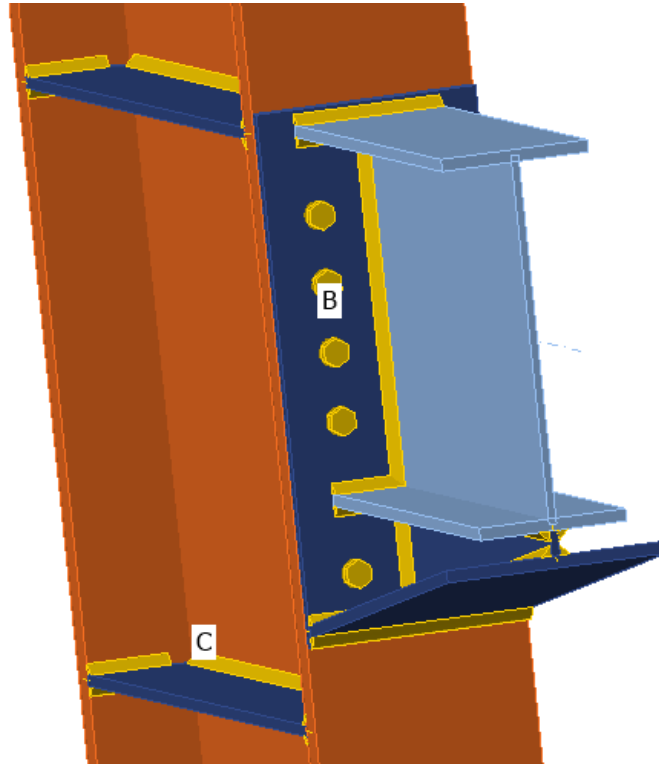


Figure VIII. 10 : Vue d'assemblage poteau HEM1000 –Poutre IPE500

VIII.2.1.3. Détermination des efforts dans le boulon :

- Effort de traction sur les boulons

Ces efforts sont obtenus par la formule : $F_{tsd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{n_f \cdot \sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 293,41 \text{ kN.m}$

$$d_5 = 508 \text{ mm}$$

$$d_4 = 418 \text{ mm}$$

$$d_3 = 327 \text{ mm}$$

$$d_2 = 239 \text{ mm}$$

$$d_1 = 58 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 6.002 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$F_{tsd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{n_f \cdot \sum d_i^2} = 170,3 \text{ kN}$$

VIII.2.1.4. Vérification des boulons : $F_{vsd} \leq F_{srd}$

- Effort de cisaillement sur les boulons

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{92,9353 \cdot 10^3}{10} = 9,29 \text{ kN}$$

$$F_{pcd} = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 1000 \cdot 303 \cdot 10^{-3} = 221.1 \text{ kN}$$

VIII.2.1.5. Vérification de l'interaction cisaillement et traction :

Il faut que : $F_{vsd} \leq F_{srd}$

$$F_{srd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu (F_p - 0.8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1.2 \cdot 0.3 (221.1 - 0.8 \cdot 9,29)}{1.25} = 61,53 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 9,29 \text{ kN} \leq F_{srd} = 59,058 \text{ kN}$$

VIII.2.1.6. Vérification de résistance au poinçonnement

Il faut que : $F_{tsd} \leq B_{prd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$

$$B_{prd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 34,5 \cdot 16 \cdot 430}{1.25} \cdot 10^{-3} = 372 \text{ kN}$$

→ $F_{tsd} = 170,3 \text{ kN} < B_{prd} = 372 \text{ kN} \dots \dots \dots$ Condition vérifié.

VIII.2.1.7. Vérification de résistance à la pression diamétrale

Il faut que : $F_{tsd} \leq F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{mb}}$ $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} = 1,13; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 2,38; \frac{F_{ub}}{F_u} = 2,325 \text{ ou } 1 \right\}$

$$F_u = 430 \text{ Mpa} \quad \alpha = 1$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 1 \times 22 \times 16 \times 430}{1,25} \times 10^{-3} = 294,3 \text{ kN}$$

$$F_{tsd} = 170,3 \text{ kN} < F_{brd} = 294,3 \text{ kN} \dots \text{Condition vérifié.}$$

- **Résistance des boulons**

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1,4 F_{trd}} \leq 1$$

$$F_{vrd} = \frac{0,6 A_s F_y}{1,25} = 121,2 \text{ Kn}$$

$$F_{trd} = \frac{0,9 \times A_s \times F_y}{1,25} = 218,2 \text{ kN}$$

$$\frac{9,29}{121,2} + \frac{170,3}{1,4 \times 218,2} = 0,66 \leq 1 \dots \dots \dots \text{CV}$$

VIII.2.2. Poutre de 10 m (IPE 550) :

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA StatiCa** [Annexe 5] .

$$\text{Effort tranchant : } \begin{cases} M_{sd} = 407,8538 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 189,6651 \text{ kN} \end{cases}$$

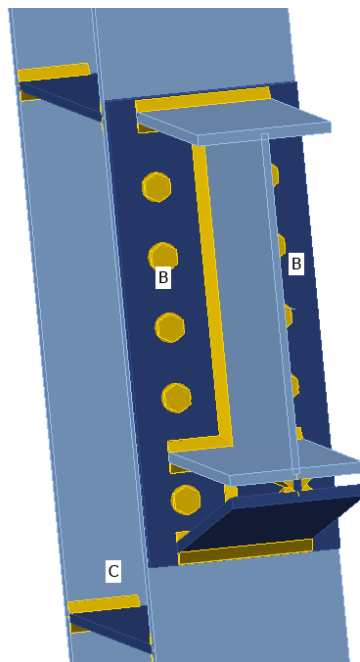
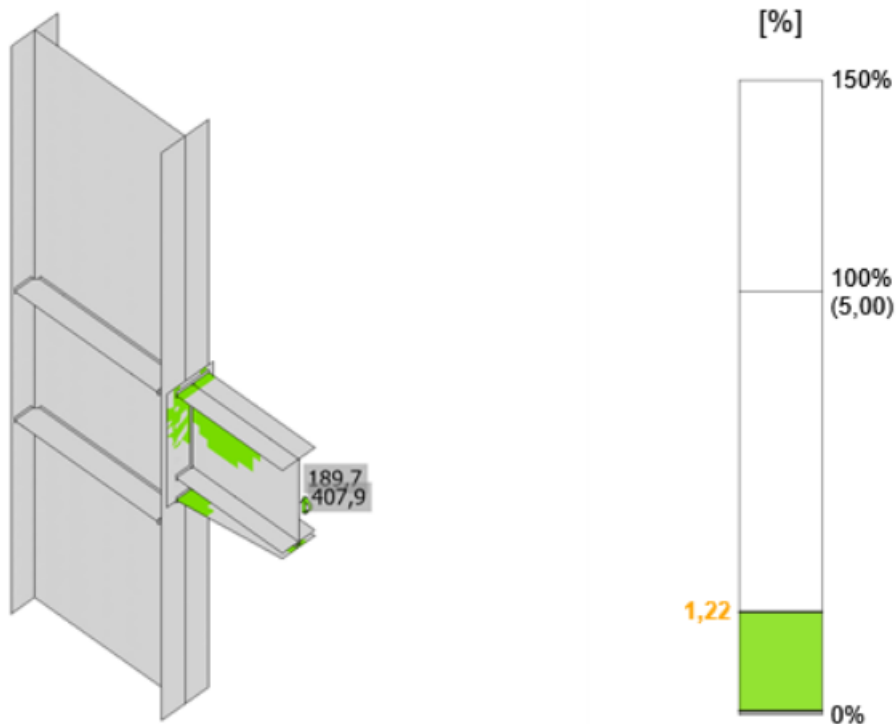


Figure VIII. 11 : Vue d'assemblage poteau HEM1000 –Poutre IPE550

Tableau VIII. 5 : Résumé d'assemblage poutre HEM1000 –Poutre IPE550

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$1,2 < 5.0\%$	OK
Boulon	$92,2 < 100\%$	OK
Soudures	$98 < 100\%$	OK
Voilement	14,29	OK

**Figure VIII. 12** : Vérification de déformation.

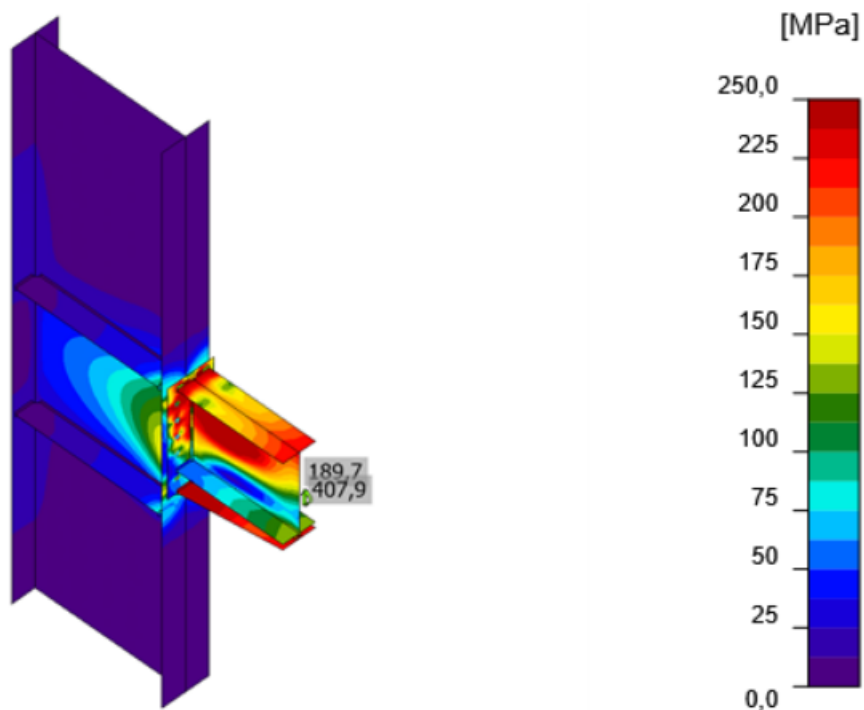


Figure VIII. 13: Contrainte équivalente.

VIII.2.3. Poutre de 16 m (HEB 650) :

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA StatiCa** [Annexe 6] .

$$\text{Effort tranchant : } \begin{cases} M_{sd} = 1132,0887 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = -103,0898 \text{ kN} \end{cases}$$

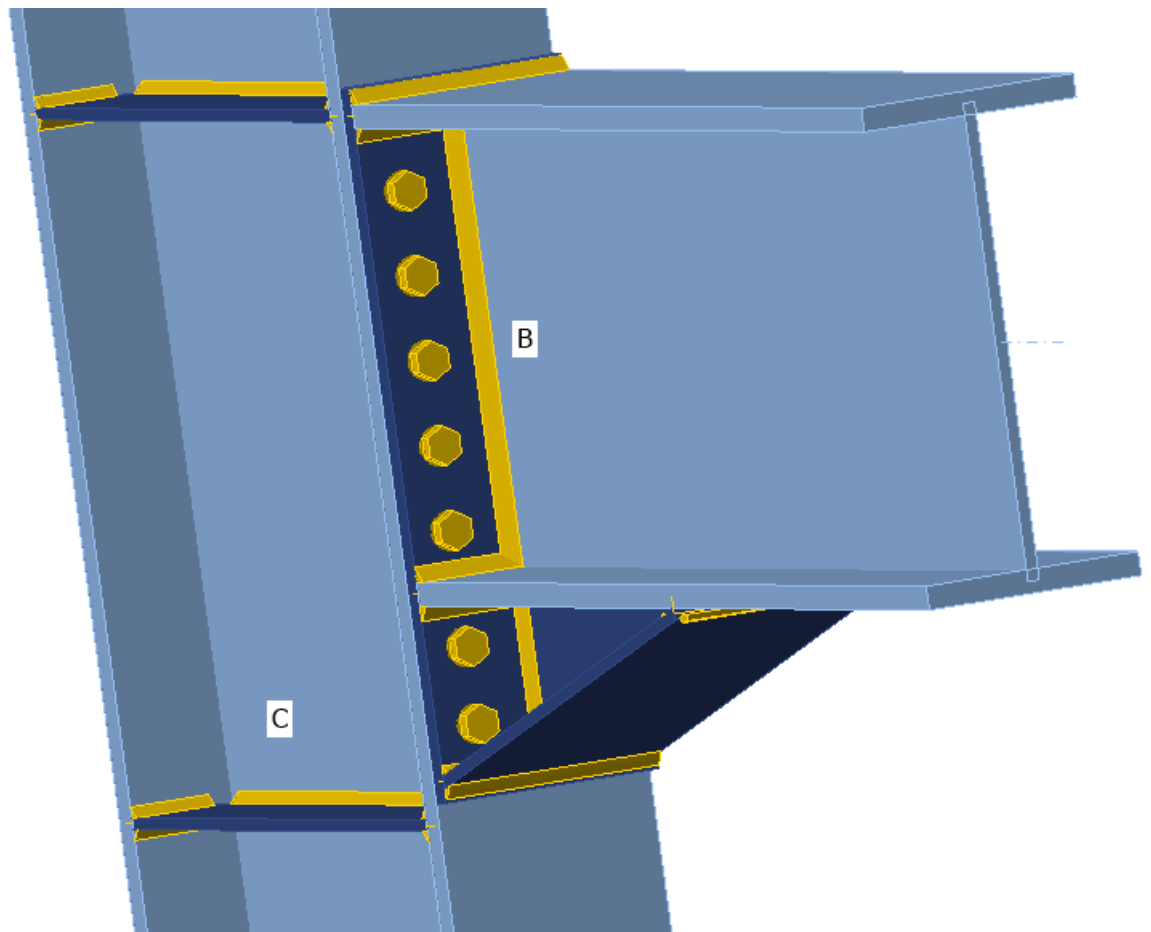


Figure VIII. 14 : Vue d'assemblage poteau HEM1000 –Poutre HEB650

Tableau VIII. 6 : Résumé d'assemblage poutre HEM1000 – Poutre HEB650

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0,9 < 5.0\%$	OK
Boulon	$98,3 < 100\%$	OK
Soudures	$90,1 < 100\%$	OK
Voilement	9,75	OK

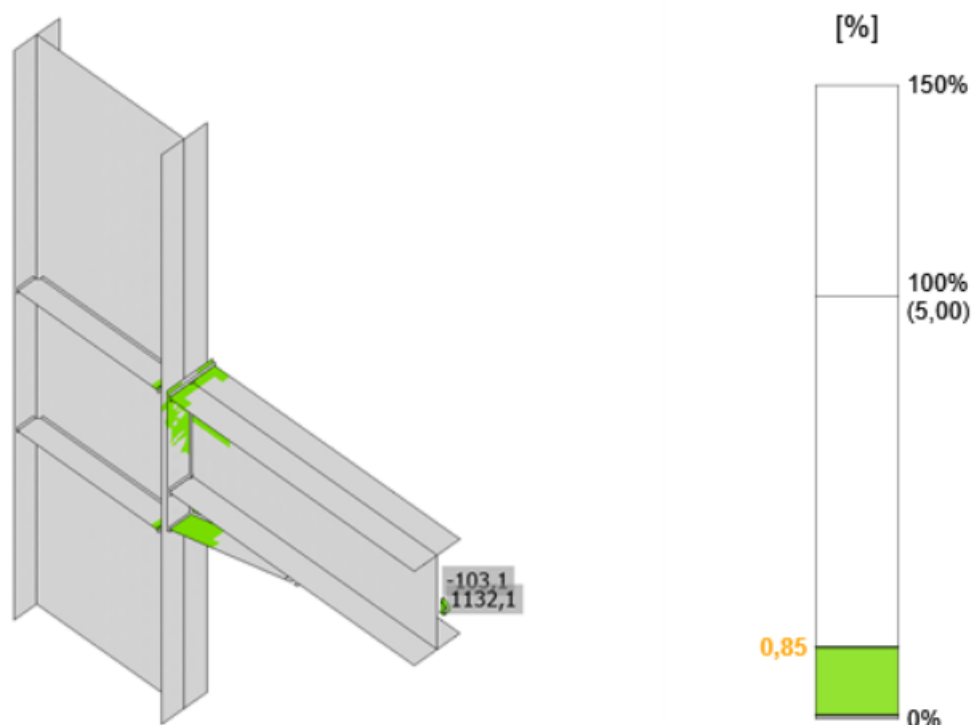


Figure VIII. 15 : Vérification de déformation.

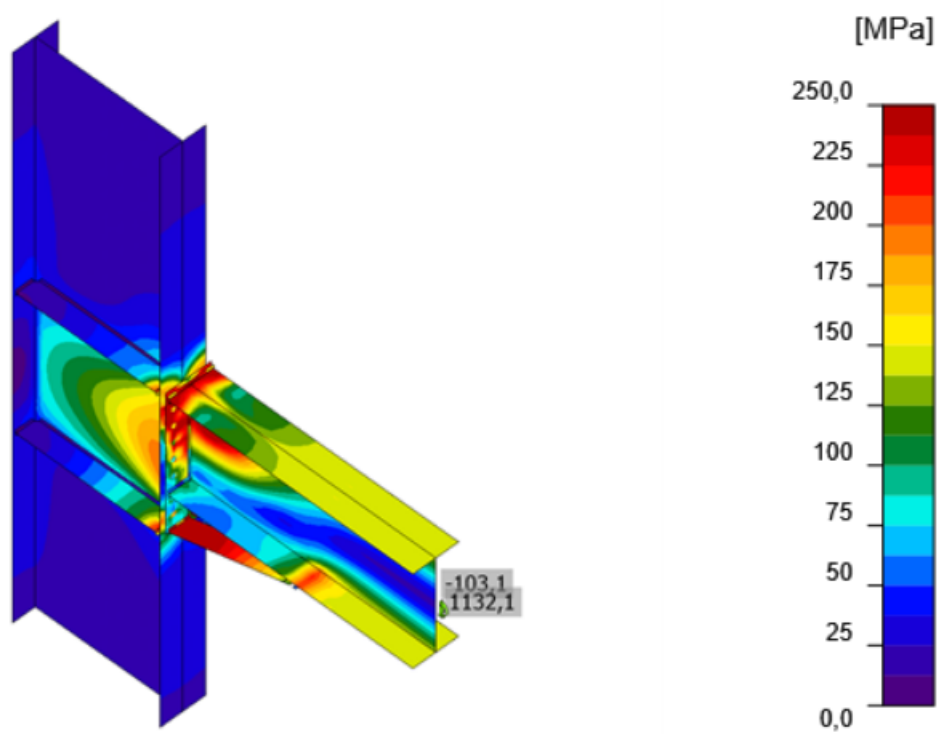


Figure VIII. 16 : Contrainte équivalente.

VIII.3. Vérification de l'assemblage poteau-poutre secondaire (HEB280_IPE240)

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Static** [Annexe 7] .

$$\text{Effort tranchant : } \begin{cases} M_{sd} = -103,8292 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 81,8456 \text{ kN} \end{cases}$$

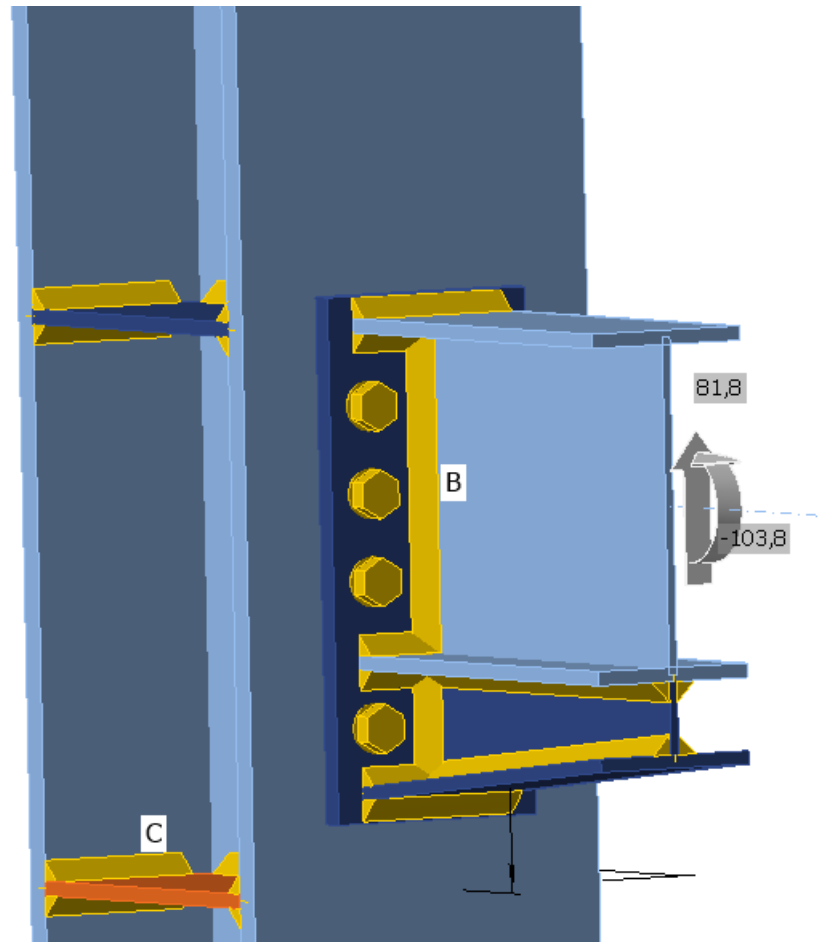


Figure VIII. 17 : Vue d'assemblage poteau HEB280–Poutre IPE240

Tableau VIII. 7 : Résumé d'assemblage poutre HEB280–Poutre IPE240

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0,6 < 5.0%	OK
Boulon	87,6 < 100%	OK
Soudures	98 < 100%	OK
Voilement	13,02	OK

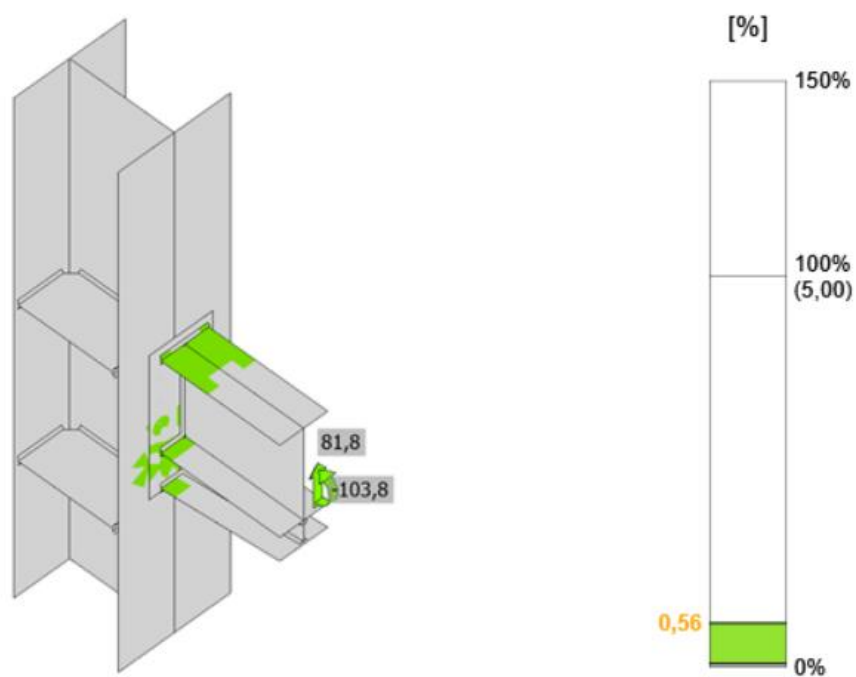


Figure VIII. 18 : Vérification de déformation.

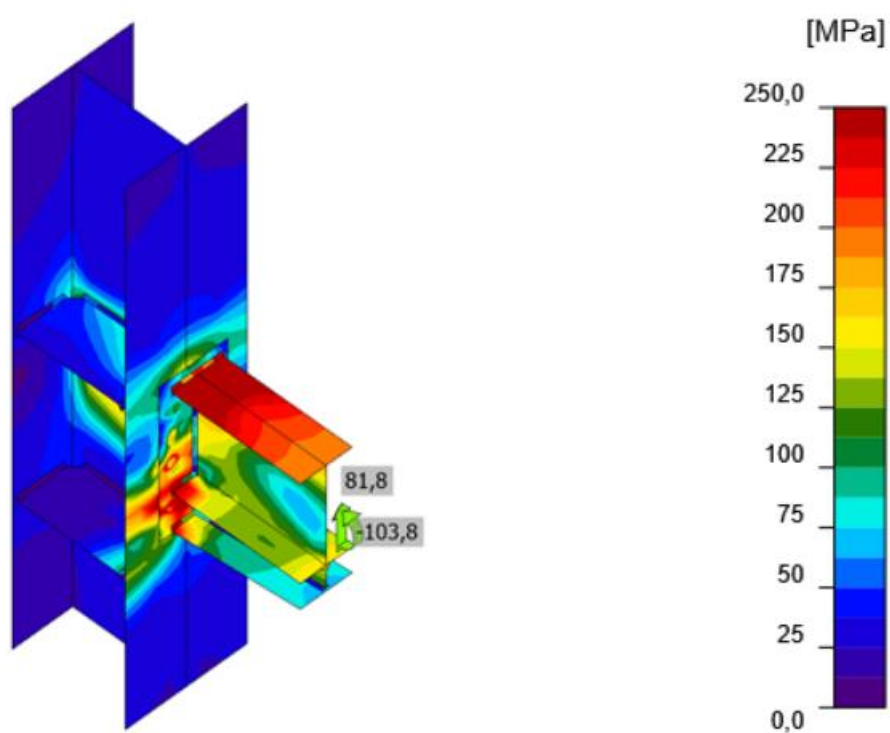


Figure VIII. 19 : Contrainte équivalente.

VIII.4. Vérification Assemblage poteau-poteau (HEM1000+HEB280) – (HEM1000+HEB280)

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Static** [Annexe 8] .

$$\begin{cases} M_{sd} = -103,8292 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 81,8456 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{sd} = -103,8292 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 81,8456 \text{ kN} \end{cases}$$

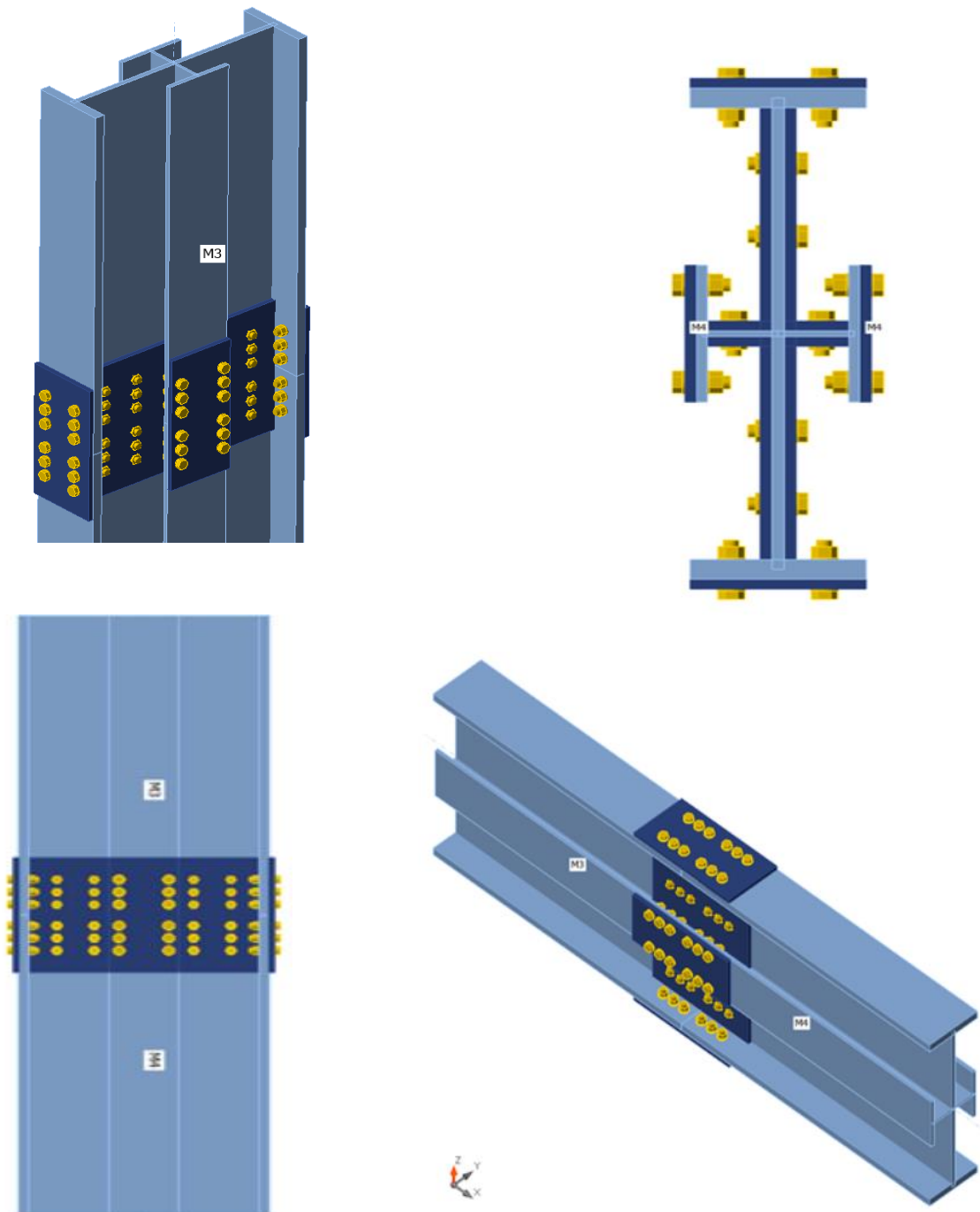


Figure VIII. 20 : Vue d'assemblage poteau (HEM1000+HEB280) – (HEM1000+HEB280)

Tableau VIII. 8 : Résumé d'assemblage poteau (HEM1000+HEB280) –
(HEM1000+HEB280)

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0,2 < 5.0\%$	OK
Boulon	$99,0 < 100\%$	OK
Voilement	9,75	OK

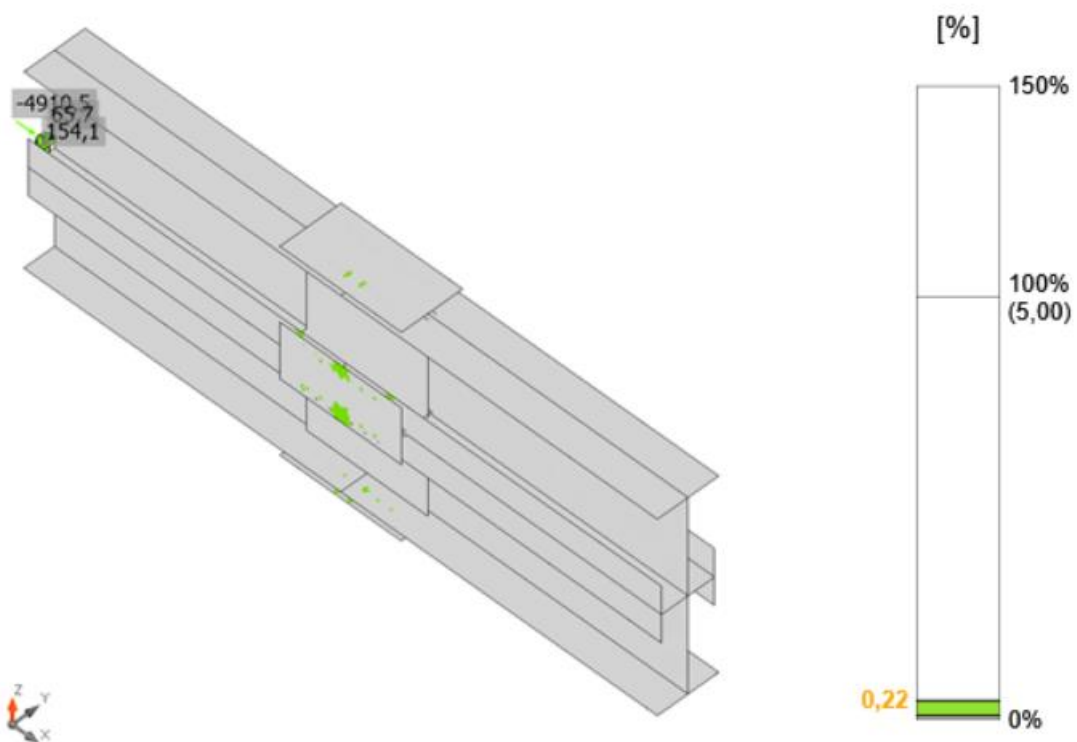


Figure VIII. 21 : Vérification de déformation.

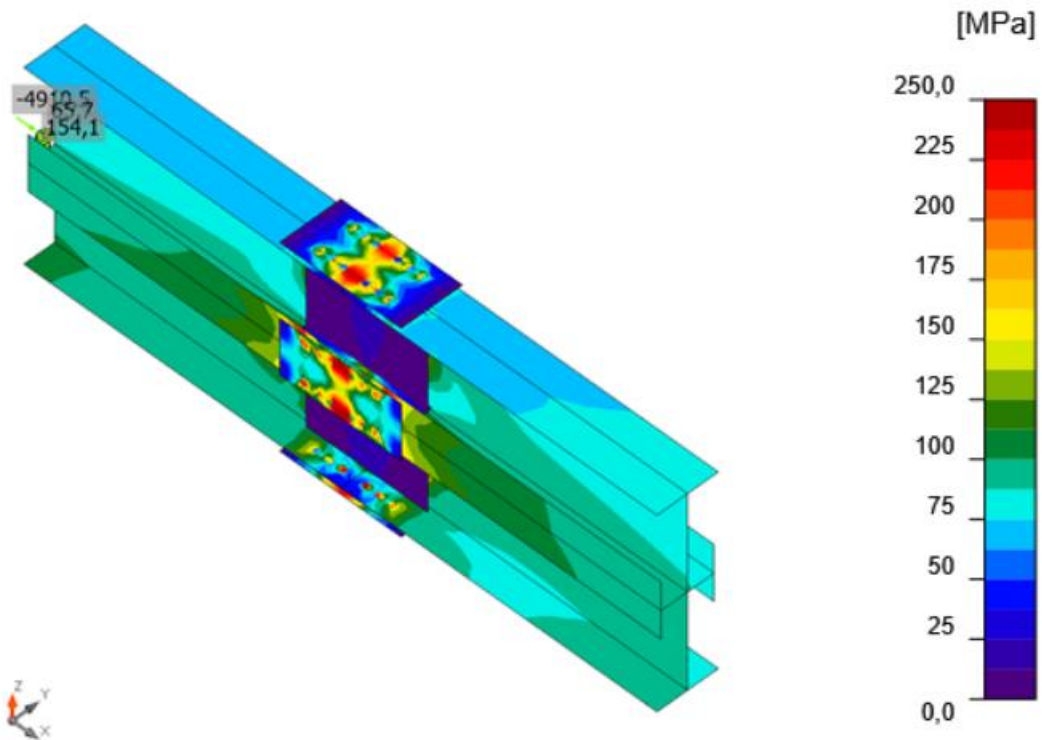


Figure VIII. 22 : Contrainte équivalente.

VIII.5. Assemblage pied de poteau :

L'assemblage a été fait par le logiciel **ROBOT** [Annexe 9].

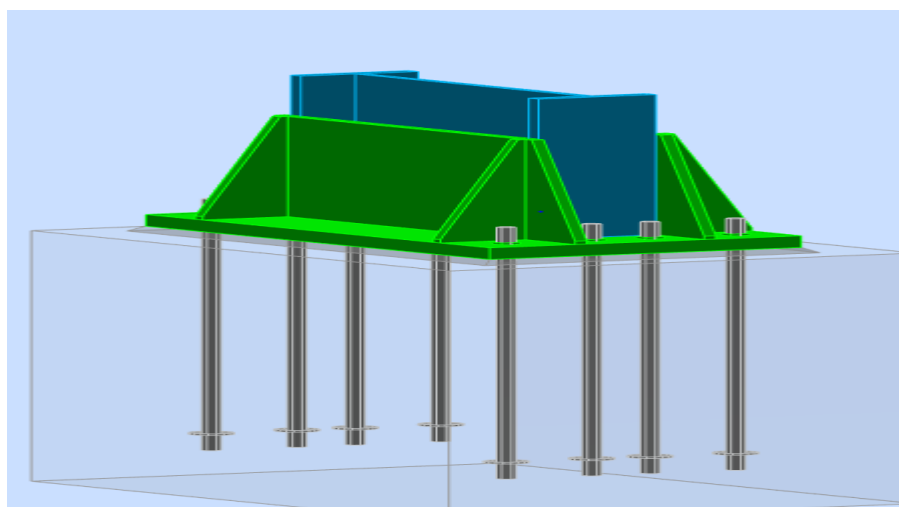


Figure VIII. 23 : Vue en 3d d'assemblage Pied poteau

Caractéristique de l'assemblage :

- Platine 1400 x 800 x 70 mm.
- M42 de classe OR 6.8.
- Raidisseur 1400 x 600 x 30 mm.
- Soudure 15 mm.

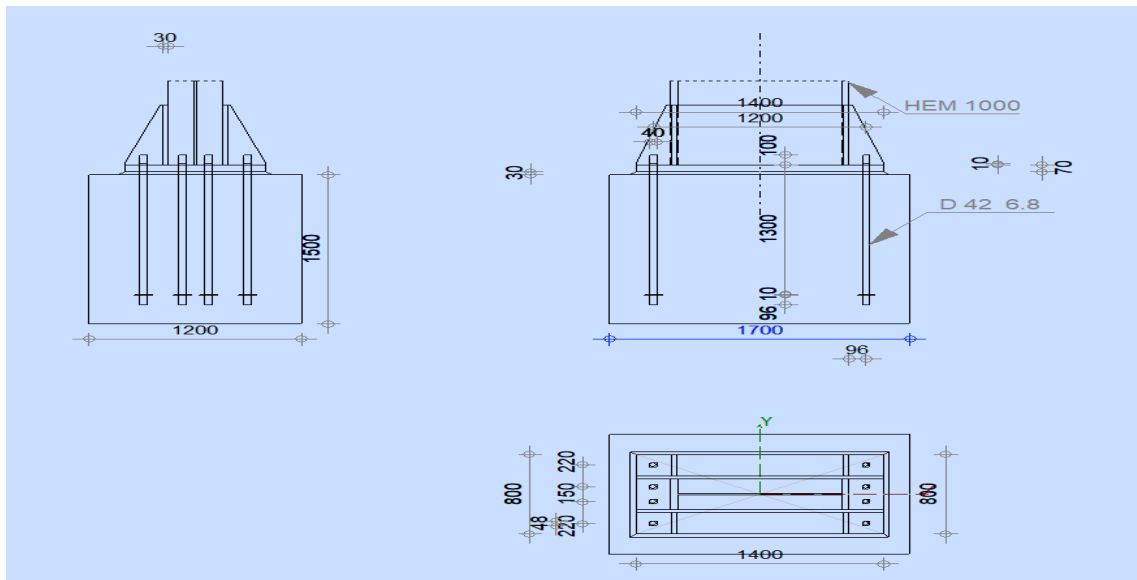


Figure VIII. 24 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.

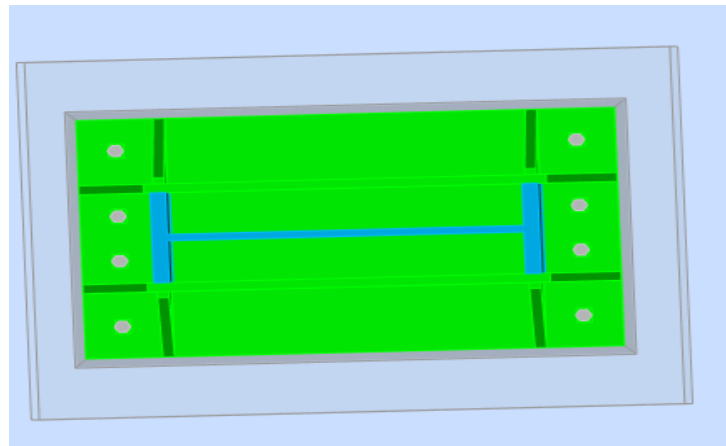


Figure VIII. 25 : Vue de l'assemblage pied de poteau.

VIII.6. Assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=30cm)

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Static** [Annexe 10].

$$\text{Effort tranchant : } \begin{cases} M_{sd} = 98,5701 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = -52,4265 \text{ kN} \end{cases}$$

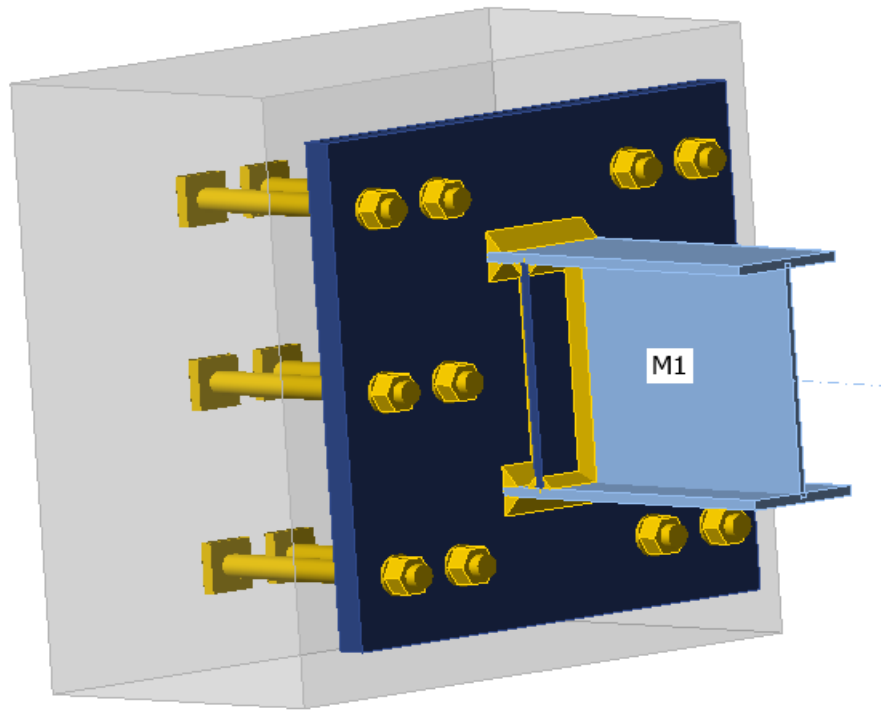


Figure VIII. 26 : Vue d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=35cm)

Tableau VIII. 9 : Résumé d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=35cm)

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	3,7 < 5.0%	OK
Tiges	67,1 < 100%	OK
Soudures	90,8 < 100%	OK
Bloc de beton	61,5 < 100%	OK
Voilement	11,79	OK

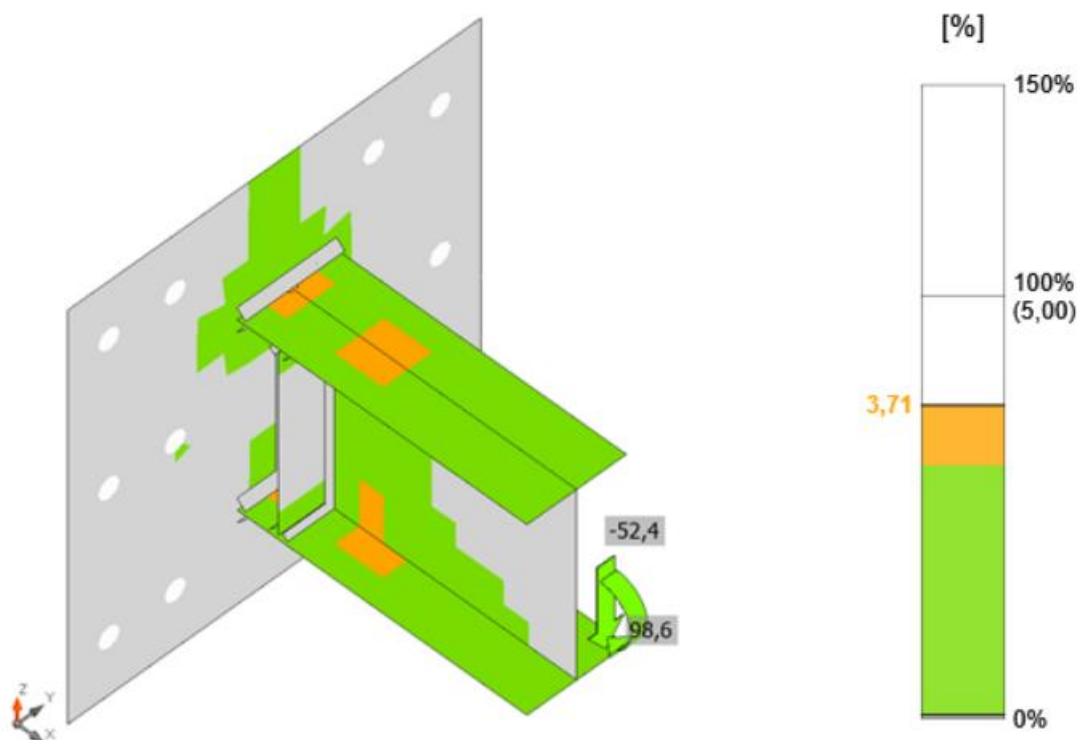


Figure VIII. 27 : Vérification de déformation.

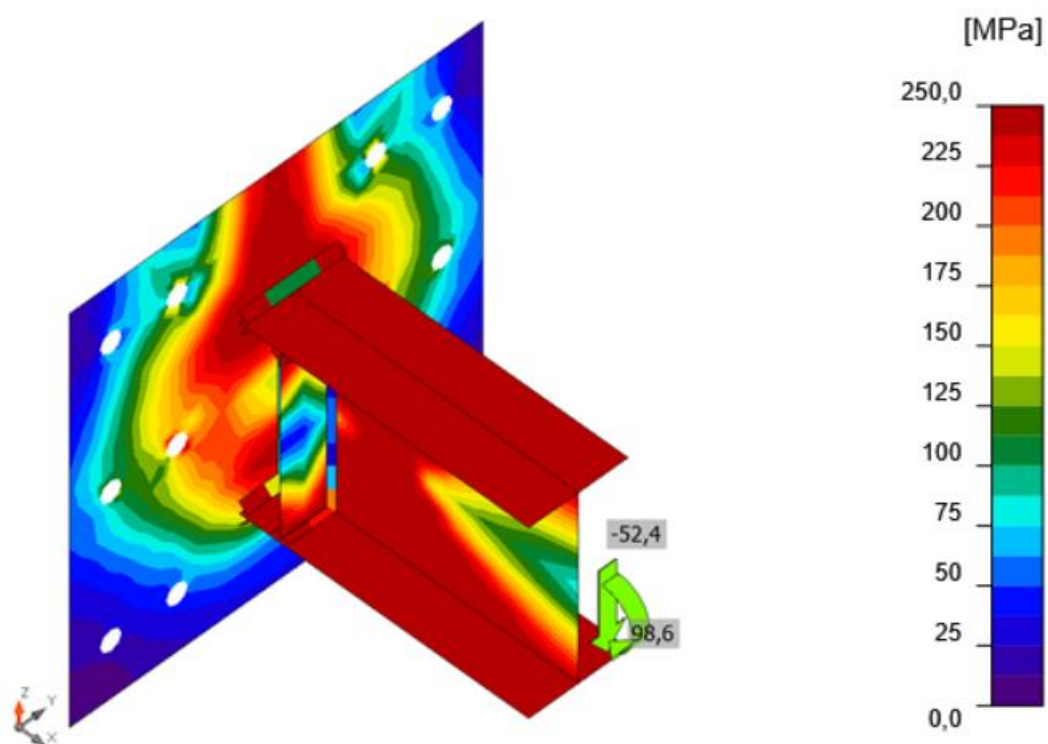


Figure VIII. 28 : Contrainte équivalente.

VIII.7. Assemblage poutre Principal IPE500 et voile(e=30cm) :

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Statice [Annexe 11]** .

$$\text{Effort tranchant : } \begin{cases} M_{sd} = 313,5164 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = -121,8738 \text{ kN} \end{cases}$$

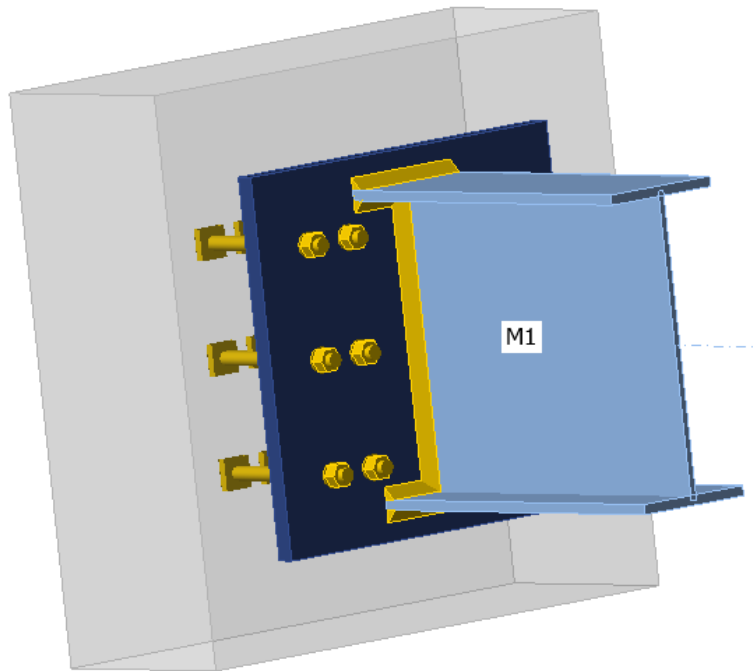


Figure VIII. 29 : Vue d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=35cm)

Tableau VIII. 10 : Résumé d'assemblage poutre secondaire IPE240 et voile(e=35cm)

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0,4 < 5.0%	OK
Tiges	93,4 < 100%	OK
Soudures	98 < 100%	OK
Bloc de beton	96,6 < 100%	OK
Voilement	17,41	OK

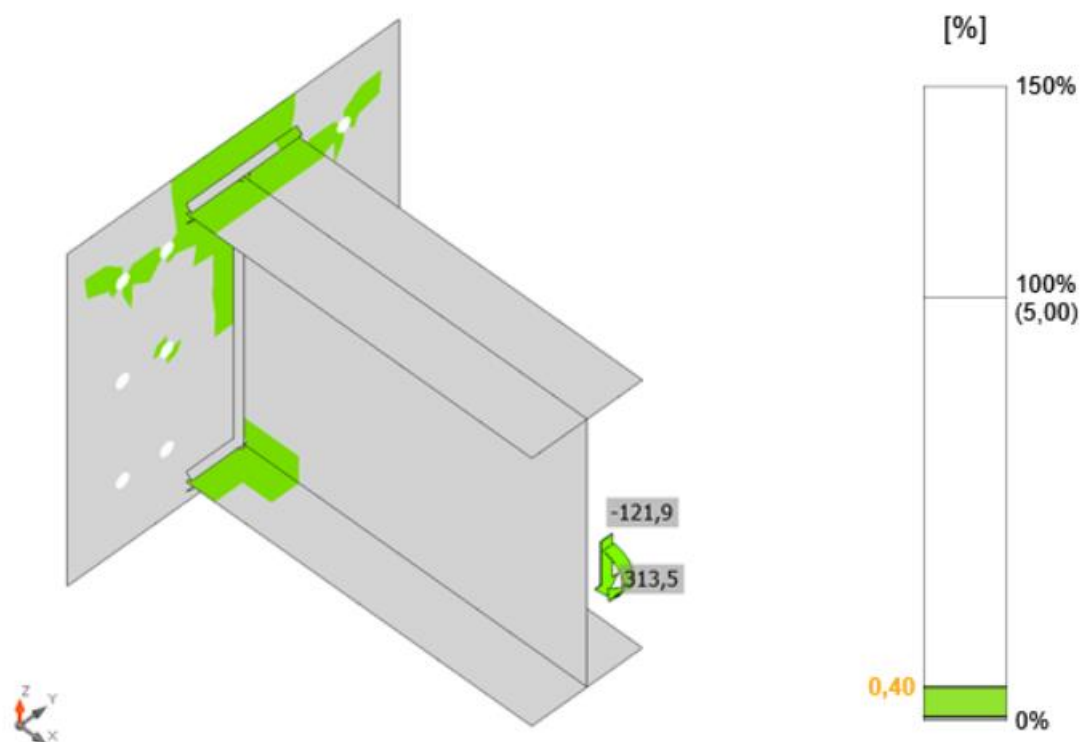


Figure VIII. 30 : Vérification de déformation.

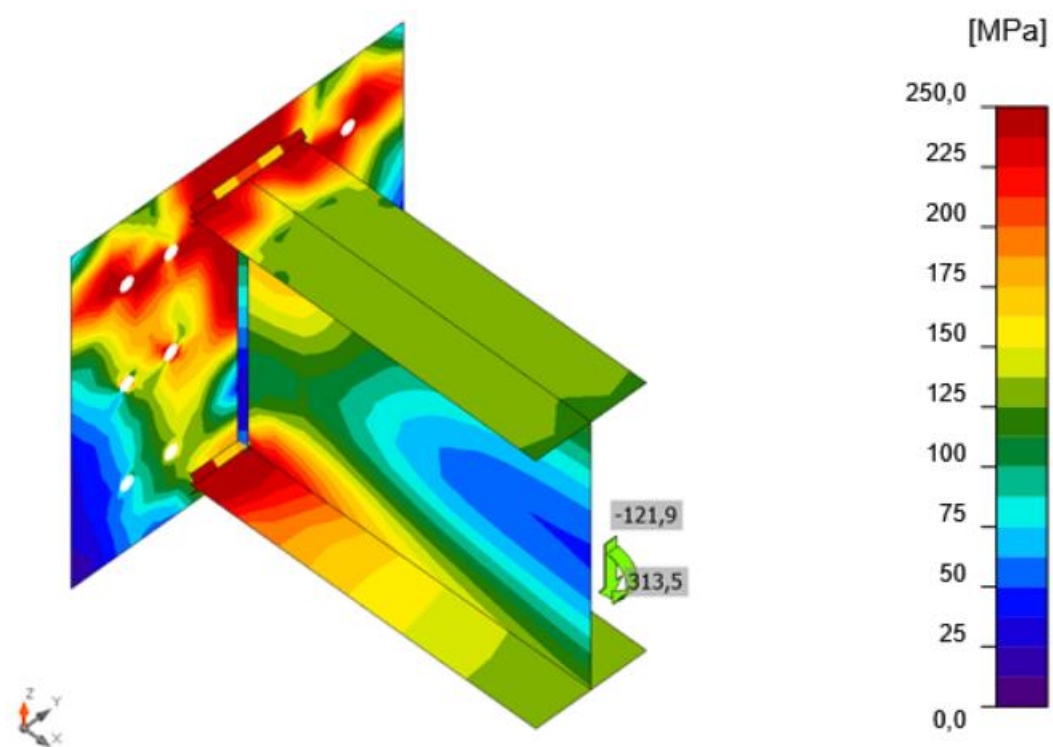


Figure VIII. 31 : Contrainte équivalente.

VIII.8. Conclusion

Les assemblages sont essentiels en génie civil pour relier les éléments d'une structure. Bien les choisir permet d'assurer la solidité et la sécurité des ouvrages. Ce chapitre nous a permis d'en comprendre les principaux types et usages.

A decorative horizontal scroll graphic with a light gray gradient fill and a thin black border. The scroll is unrolled in the center, with the top and bottom edges curling upwards at the left and right ends. The text is centered within the unrolled portion.

Chapitre IX :

Ferraillage des éléments en béton

IX. Ferraillage des éléments en béton**IX.1 Introduction**

Dans ce chapitre, nous allons aborder le ferraillage des éléments en béton armé tels que les voiles, les poteaux et les dalles. Cette étape est essentielle pour assurer la résistance, la stabilité et la durabilité des structures en béton. Le dimensionnement et la disposition correcte des armatures jouent un rôle fondamental dans le comportement global de l'ouvrage.

IX.2 Les Poteaux

Ils sont dimensionnés par la platine de l'assemblage de pied poteaux donc on a platine de (120×120) cm² alors on prend poteaux de (120×120) cm

Les résultats des efforts sont donnés par logiciel ETAPS

Les poteaux sont ferraillage par le maximum obtenu après comparaison entre le ferraillage donné par logiciel (SOCOTEC) et le minimum exige par RPA

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferraillage des sections, qui donne des résultats par face

➤ **Situation durable**

- **Cas1 :** Effort normal maximum et le moment correspondant ($N_{\max} = -12309,65 \text{ Kn} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 129,380 \text{ Kn.m}$)
- **Cas2 :** Effort normal maximum et le moment correspondant ($N_{\min} = -65,507 \text{ Kn} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 88,15 \text{ Kn.m}$)
- **Cas3 :** Effort normal maximum et le moment correspondant ($M_{\max} = 385,734 \text{ Kn} \Rightarrow N_{\text{cor}} = -10157,99 \text{ Kn.m}$)

Tableau IX. 1 : ferrailage de poteau avec les 3 cas

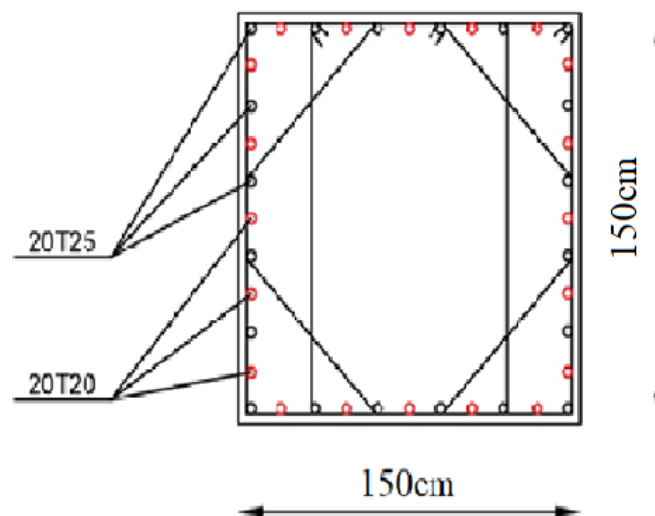
Cas1	Section	Sollicitation	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s'}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$
1	150×150	SEC	0	0	144	20T25+20T20	161
2	150×150	SEC	1,05	0	144	20T25+20T20	161
3	150×150	SEC	0	0	144	20T25+20T20	161

➤ **Situation accidentelle :**

- **Cas1 :** Effort normal maximum et le moment correspondant ($N_{\max} = -17009,7 \text{ Kn} \Rightarrow M_{\text{cor}} = -442,68 \text{ Kn.m}$)
- **Cas2 :** Effort normal maximum et le moment correspondant ($N_{\min} = -177,15 \text{ Kn} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 340,65 \text{ Kn.m}$)
- **Cas3 :** Effort normal maximum et le moment correspondant ($M_{\max} = -897,31 \text{ Kn} \Rightarrow N_{\text{cor}} = -5072,01 \text{ Kn.m}$)

Tableau IX. 2 : ferrailage de poteau avec les 3 cas

Cas1	Section	Sollicitation	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s'}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$
1	150×150	SEC	0	0	144	20T25+20T20	161
2	150×150	SEC	9,55	0	144	20T25+20T20	161
3	150×150	SEC	0	0	144	20T25+20T20	161

IX.2.1 Schéma de ferrailage de poteau**Figure IX. 1: Schéma de ferrailage de poteau**

IX.2.2 Vérification a l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous (N_{ser} , M_{ser})

➤ **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Acier**

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

- **Fissuration peu préjudiciable** : pas de vérification
- **Fissuration préjudiciable** : $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$
- **Fissuration très préjudiciable** : $\overline{\sigma}_s = 0,8 \zeta$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e = 200 \text{ Mpa} ; \max \left(\frac{2}{3} f_e = 266,66 ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 200 \text{ Mpa}$$

IX.3 Plancher sous-sol :

Les plancher est composé de poutres principal secondaire en béton armé et une dalle pleine nervuré

IX.3.1 Plancher à dalle pleine

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- Résistance au feu

$$e = 7 \text{ cm}$$

Pour une heure de coupe au feu.

$$e = 11 \text{ cm}$$

Pour deux heures de coupe au feu.

- Isolation phonique :

Selon **CBA93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), l'épaisseur du plancher **$e \geq 13 \text{ cm}$** pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 20 \text{ cm}$**

Résistance à la flexion :

➤ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

$$\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{1000}{50} = 20 \text{ cm} < e < \frac{1000}{40} = 25 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur **$e = 20 \text{ cm}$** pour toutes les dalles pleines

IX.3.1.1 Ferraillage de dalle pleine

Le plancher sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- **Charge permanente** : $G = 6,38 \text{ KN/m}^2$
- **Charge d'exploitation** : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

IX.3.1.2 Détermination des efforts

- Si $L_x/L_y \leq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Si $0.4 \leq L_x/L_y \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens. Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{x,y} \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y} \text{ (autre appui)}$$

➤ **Panneau intermédiaire**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$ (appui de rive)

Avec $M_a = 0.5 M_0$ et $M_0 = q l^2 / 8$

Valeur de la pression sous plancher

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = 12.36 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8.88 \text{ kN/m}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 44,37 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 26,44 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 33,27 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 19,83 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 22,185 \text{ kNm}$$

IX.3.1.3 Ferraillage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=400\text{MPa}$; $F_{bc}=17,7 \text{ MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Tableau IX. 3 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	33,27	0,058	0	0,074	17,4	4,78	2X3T14	9,23
	y-y	19,83	0,034	0	0,043	17,69	2,80	2X3T8	3,03
Appuis	x-x	22,185	0,038	0	0,048	17,65	3,14	2X3T10	4,71
	y-y								

On a :

$$12cm \leq e \leq 30cm$$

$h=e=20cm$; $b=100cm$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{8}{10} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,76cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6cm^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 9,23cm^2 > A_x^{\min} = 1,76cm^2 \\ A_y = 3,03cm^2 > A_y^{\min} = 1,6cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4,71cm^2 > A_x^{\min} = 1,76cm^2 \\ A_y = 4,71m^2 > A_y^{\min} = 1,6cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

IX.3.1.4 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,36 \times 8 \times 10}{2 \times 8 + 10} = 38,030 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 32,96 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 38,030 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{38,030 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,211 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IX.3.1.5 Vérification à l'ELS

IX.3.1.5.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{\text{ser}} = Q = 8,88 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 35,69 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 23,009 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 26,76 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 17,256 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 17,845 \text{ kNm} \end{cases}$$

IX.3.1.5.2 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau IX. 4: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	26,76	6,32	7,44	15	69,99	201,6	Vérifiée
	y-y	17,25	1,82	7,65	15	133,4 8	201,6	Vérifiée

Appuis	x-x	17,84	3,720	6,52	15	89,39	201,6	Vérifiée
	y-y							

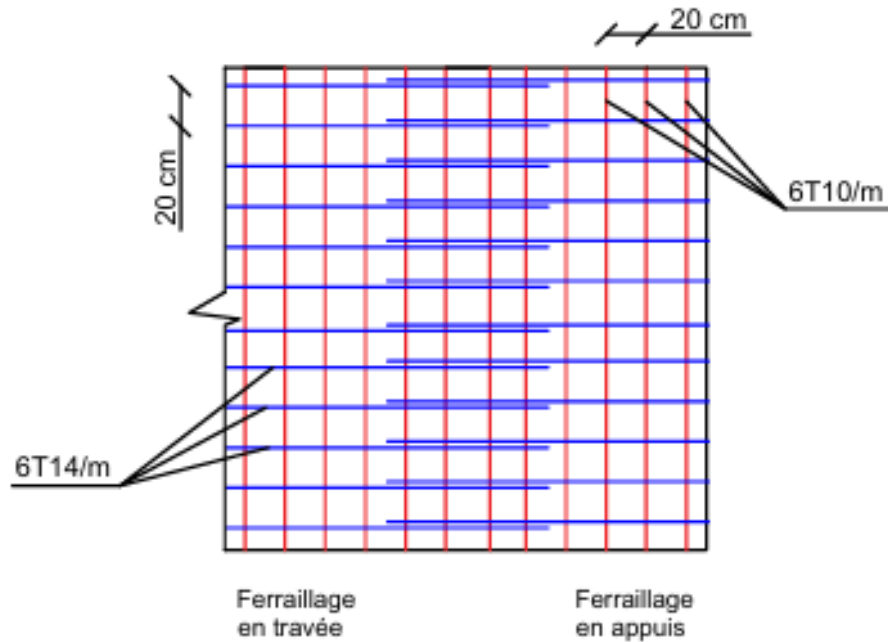


Figure IX. 2 : Ferraillage de la dalle pleine (sens x-x)

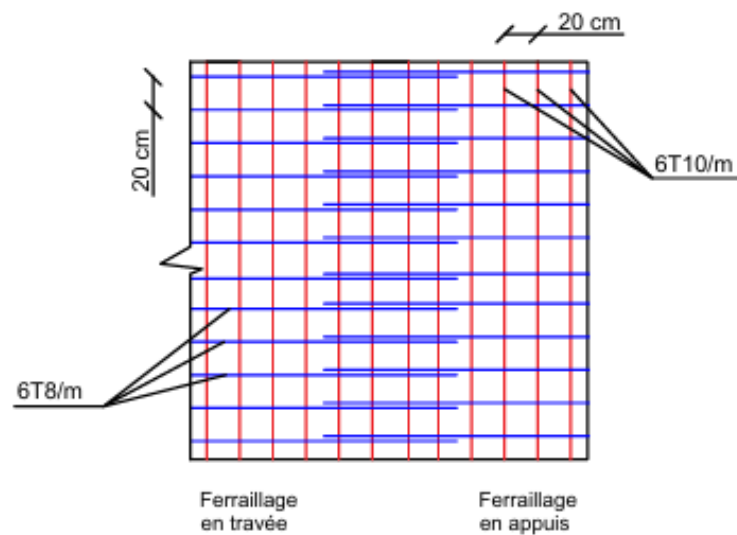


Figure IX. 3: Ferraillage de la dalle pleine (sens y-y)

IX.4 Ferraillages des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé, conçus pour résister surtout à la compression et au cisaillement. Leur ferraillage comprend des armatures verticales et horizontales, bien réparties pour garantir la stabilité de la structure face aux efforts, notamment sismiques et de vent.

IX.4.1 Principe de calcul

IX.4.1.1 Vérifications spécifiques

a) Sollicitations normales

Outre Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au seisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,4$$

$$B_c = e \times L = 0,3 \times 10 = 3 \text{ m}^2$$

$$N_d = 30651,77 \text{ KN} (G + 0,4Q - 0,3EX + EY)$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{30651,77 \times 10^3}{3 \times 10^6 \times 25} = 0,40 \leq 0,4 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Dispositions générales

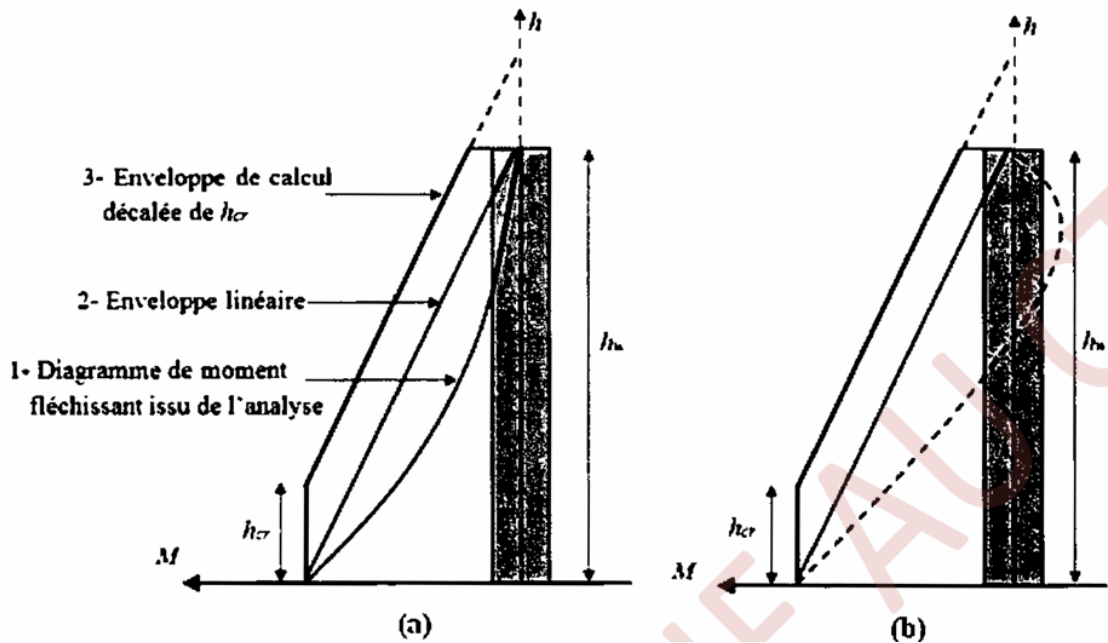
Les voiles élancés correspondent à $((h_w / L_w) > 2.0)$

h_w : hauteur total de voile

L_w : la longueur de voile

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{66,6}{10} = 6,66 > 2.0 \Rightarrow \text{voile élancé}$$

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit



(cf. Figure (7.13)) :

Figure IX. 4: enveloppe de calcul pour les moments fléchissent

$$h_{cr} = \max(L_w, \frac{h_w}{6}) = (10, \frac{66,6}{6} = 11,1)$$

$$h_{cr} = 11,1m$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times L_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \times h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Avec :

- h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats
- h_w est la hauteur totale du voile

$$\Rightarrow h_{cr} = 11,1m \geq \begin{cases} 2 \times L_w = 20m \\ 2 \times h_e = 2 \times 4,2 = 8,4m : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } h_{cr} = 8,4m$$

Nombre d'étages	18
he (m)	4,2
lw (m)	10
hw (m)	66,6
M InferMax	83102,6
M SuperMax	2088,27
hcr1 [7,22]	11,1
hcr [7,23]	8,4

Hi [m]	2,00
Mi [KN,m]	83102,60

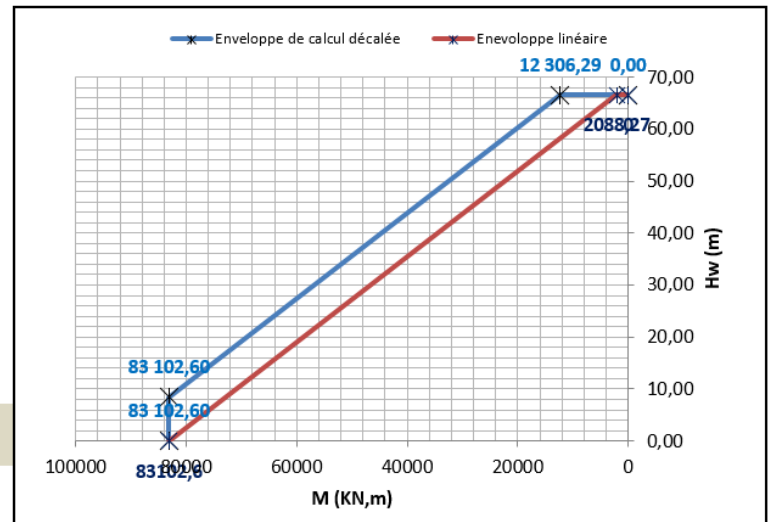


Figure IX. 5: La courbe enveloppe

IX.4.2 Ferrailage des voiles :

IX.4.2.1 Ferrailage des éléments de rive :

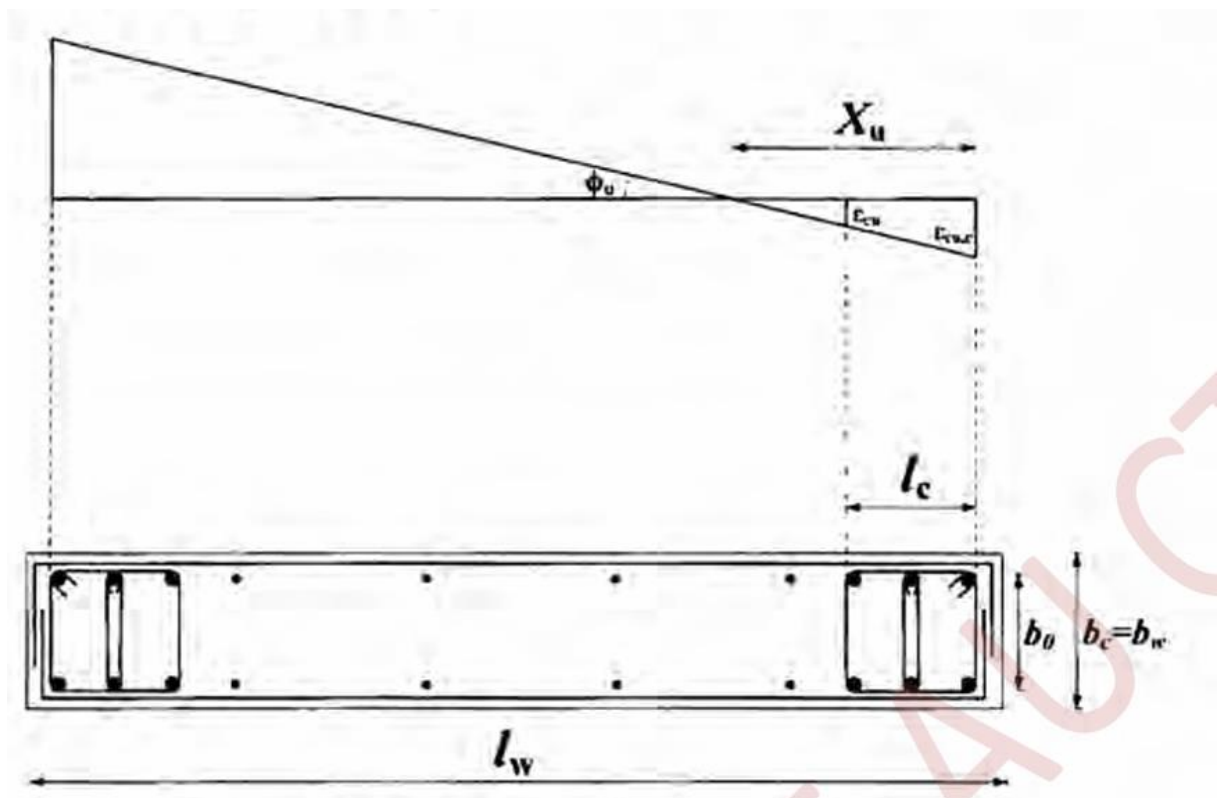


Figure IX. 6: Eléments de rive pour les voiles

➤ Calcule la longueur confiné L_c :

$$L_c \geq \max(0,5L_w; 1,5b_w)$$

Avec :

L_w : longueur de voile

b_w : largeur de l'âme du voile

$$L_c \geq \max(0,15L_w=5m ; 1,5b_w=0,45)$$

$$L_c=1,5m$$

$$b_c=b_w=0,3m$$

On a calculé le ferraillage de ce voile avec socotac

$$f_{c28}=25MPa, \quad f_e=400, \quad \gamma_b=1,2, \quad \gamma_s=1$$

$$\begin{cases} Nu = 13735,3Kn \\ Mu = 83106,2Kn.m \end{cases}$$

$$h=0,3m$$

$$b=10m$$

$$d'=1m$$

$$c=1m$$

$$D'après socotac \quad A_s=125cm^2$$

Le choix de ferraillage est 26T25=127,66cm²

$$\Rightarrow \text{Espacement} = 9,5cm$$

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min(b_o/3=10cm; 12.5 \text{ cm} ; 6\Phi l = 19,2cm)$$

$$\Rightarrow St \leq 10cm$$

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseurs du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

- $A_t \geq 0,09 St . b_0 . \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,09 . 100 . 250 . \frac{25}{400}$

$$A_t \geq 14 \text{cm}$$

- $A_t \geq 0,3 St . b_0 . \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) . \frac{f_{c28}}{f_e}$

Avec

- b_0 repère ente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive
- (A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

Ferraillage de l'ame

IX.4.2.2 Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques D'adhérence, relies par des étriers espaces d'environ 500 mm. Le diamètre maximal, max, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8 \text{mm} \leq \Phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8 \text{mm} \leq \Phi_{\max} \leq \frac{300}{8} = 37,5 \text{mm}$$

- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur a 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets jonction par recouvrement).

On choisit 27T16=54,28cm²

Avec : $e=25\text{cm}$

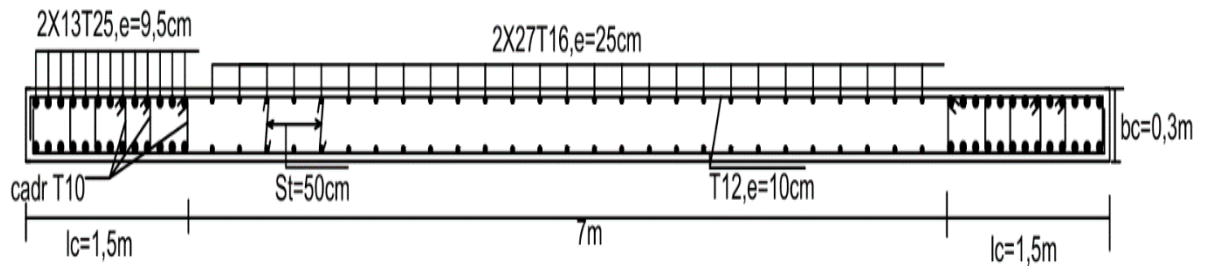


Figure IX. 7: schéma de ferrailage de voile 10m

➤ **Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn.

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

- $\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $V = 1,4V = 236,66 \times 1,4 = 331,342\text{Kn}$ (G+0,4Q-0,3EX+EY)
- Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées=8,44m
- $f_e=400$
- $S=10\text{cm}$

$$A_h \geq \frac{\bar{V} \times S}{z \cdot f_e} = \frac{331,34 \times 10^3 \times 100}{8440 \times 400}$$

$$A_h = 9,81\text{mm}$$

IX.4.2.3 Vérification de la ductilité locale

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\omega_{wd} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (V_d + \omega_{wd}) \cdot \varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400}{25} \cdot \frac{1,2}{1} = 19,2$$

OU

- μ_{ϕ} : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure;
- ε_{sy} :

Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{2,1 \times 10^5} = 0,001904$$

$$\omega_{wd} = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile
- f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

$$\omega_{wd} = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{5842}{(10000 - 2 \times 1500) \cdot 300} \cdot 19,2$$

$$\Rightarrow \omega_{wd} = 0,053$$

- α : coefficient d'efficacité du confinement, égal à $(\alpha_n \cdot \alpha_s)$,

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{bi^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{90^2}{6 \times 250 \times 145} \right) = 0,96 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{100}{2 \times 250} \right) \left(1 - \frac{100}{2 \times 145} \right) = 0,524 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = 0,96 \times 0,524 = 0,503$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles

bi : distance entre des barres maintenues consécutives

b_0, h_0, t : Grandeurs géométriques

Il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0.12 dans la zone critique à la base du voile.

Le coefficient de ductilité en courbure $\mu_\emptyset$ peut être déterminé selon Eqn. En fonction de la période fondamentale (T_0) de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/Q_f) et du rapport (M_{ED}/M_{RD})

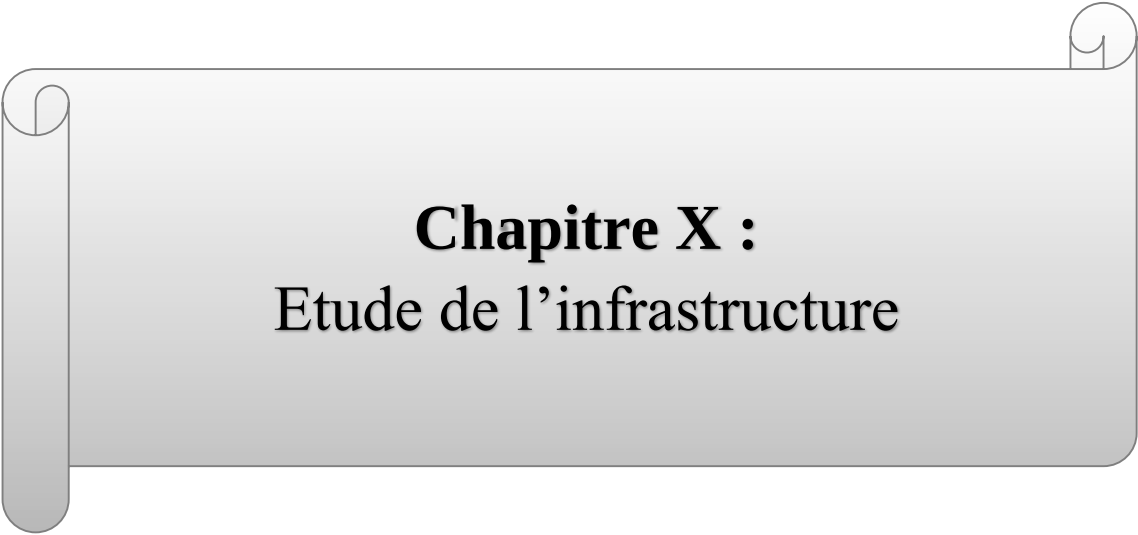
$$\mu_\emptyset = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) à la base du mur M_{RD} est la résistance à la flexion de calcul.

$$1 + \left[\left(\frac{2,5}{1,25} \cdot \frac{83106,2 \times 10^6}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{0,6}{1,508} \text{ si } T_0 = 1,508 < T_2 = 0,6$$

IX.5 Conclusion

Le ferraillage des poteaux, dalles pleines et voiles a été défini conformément aux normes, assurant stabilité, sécurité et durabilité de la structure.



Chapitre X :

Etude de l'infrastructure

X.1. Introduction

Ce chapitre présente l'étude de l'infrastructure du projet, en se concentrant sur l'utilisation des voiles périphériques pour l'accès au site et sur l'analyse du sol en vue de déterminer le type de fondation le plus adapté.

X.2. Voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

X.2.1. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2024**.

- 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 $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ 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.

X.2.2. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=4,5 \text{ m}$; $L_y=10\text{m}$; $e=20 \text{ cm}$

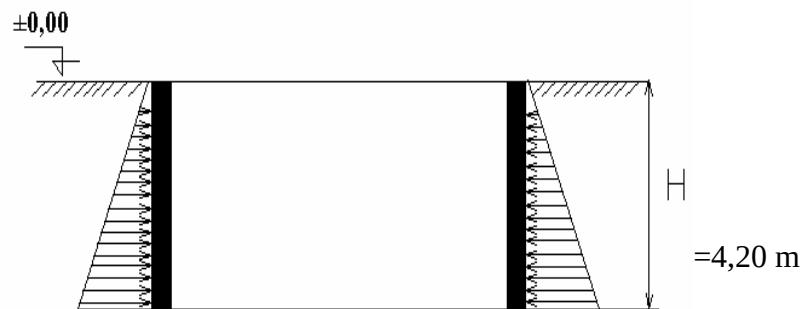


Figure X. 1: Poussées des terres.

- La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 11.2 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 20,5^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.480$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 19,35 \text{ kN / ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 19,35 = 26,122 \text{ kN / ml}$$

X.2.3. Effort dans la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{10} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,4 \begin{cases} \mu_x = 0,1101 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 50,73 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 43,13 \text{ kNm.}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,68 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,77 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 25,36 \text{ kNm}$$

X.2.4. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=400\text{MPa}$; $F_{bc}=17,7 \text{ MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau X. 1 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (kNm)	M	A_s' (cm ²)	α	$Z(cm)$	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	43,13	0,075	0	0,097	17,30	6,232	2X3T14	9,23
	y-y	10,77	0,018	0	0,022	17,84	1,509	2X3T8	3,03
Appuis	x-x	25,36	0,044	0	0,056	17,59	3,604	2X3T10	4,71
	y-y								

X.2.5. Condition exigée par les RPA99/version 2024

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

X.2.6. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a :

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

h=e=20cm ; b=100cm.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4,20}{10} \right) \frac{100.20}{2} = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 9,23 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 2,06 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,03 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 2,06 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

X.2.7. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{26,12 \times 4,2 \times 10}{2 \times 4,2 + 10} = 59,62 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 36,56 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 59,62 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{59,62 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,331 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

X.2.8. Vérification à L'ELS

X.2.8.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{\text{ser}} = Q = 26,122 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1121 \\ \mu_y = 0.2854 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 51,65 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 14,74 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 43,90 kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 12,529 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 25,825 kNm \end{cases}$$

X.2.8.2. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau X. 2: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	43,90	6,32	12,20	15	114,83	201,6	Vérifiée
	y-y	12,529	1,82	5,55	15	96,92	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	25,825	3,720	9,43	15	129,36	201,6	Vérifiée
	y-y							

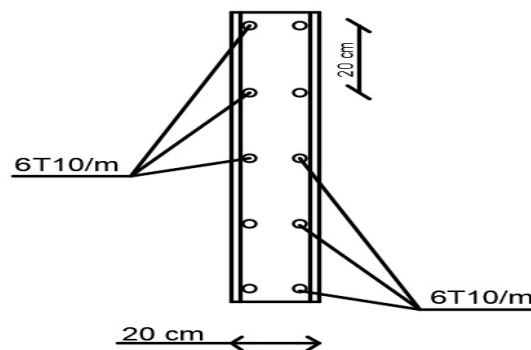
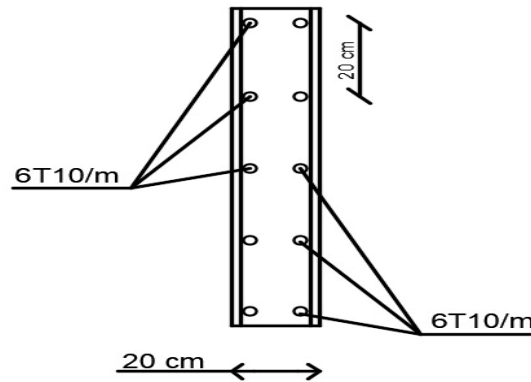
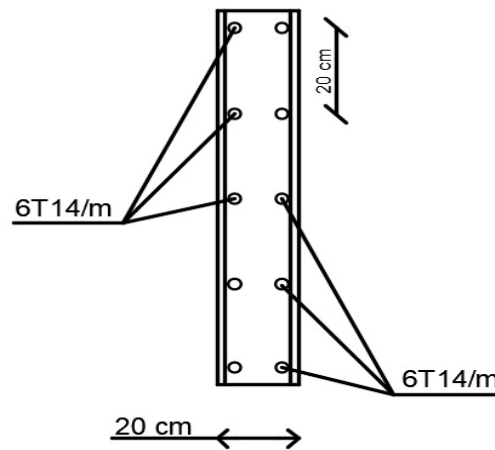


Figure X. 2 : Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens x-x)**Figure X. 3 :** Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens y-y)**Figure X. 4 :** Ferrailage du voile périphérique en travée (sens x-x)

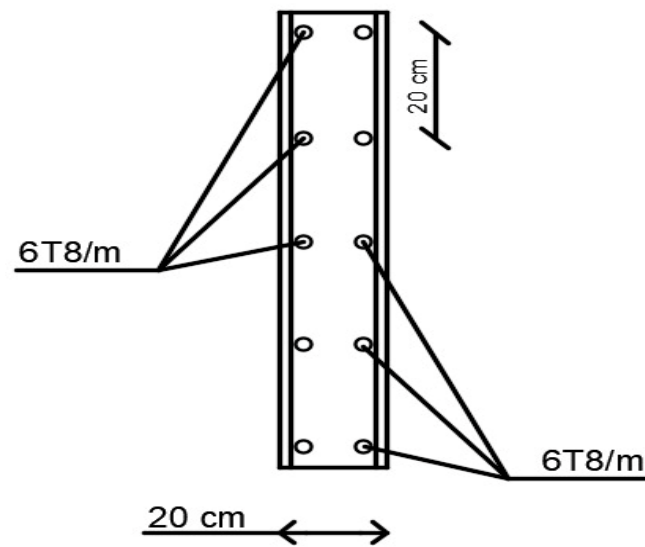


Figure X. 5 : Ferrailage du voile périphérique en travée (sens y-y)

X.3 Les fondations

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Il existe plusieurs types de fondation

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier

X.3.1. Choix du type de fondations

Plusieurs facteurs sont pris en considération lors du calcul des fondations. On peut citer :

- Contraintes du sol σ_{sol} .
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,25 bars (voir annexe).

X.3.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

X.3.2.1. Semelles isolées

- Combinaison de charge (ELS)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $\sigma_{sol} = \frac{N}{S}$ dou , $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $A \geq \sqrt{S}$ $\sigma_{sol} = 2,5$ bars .

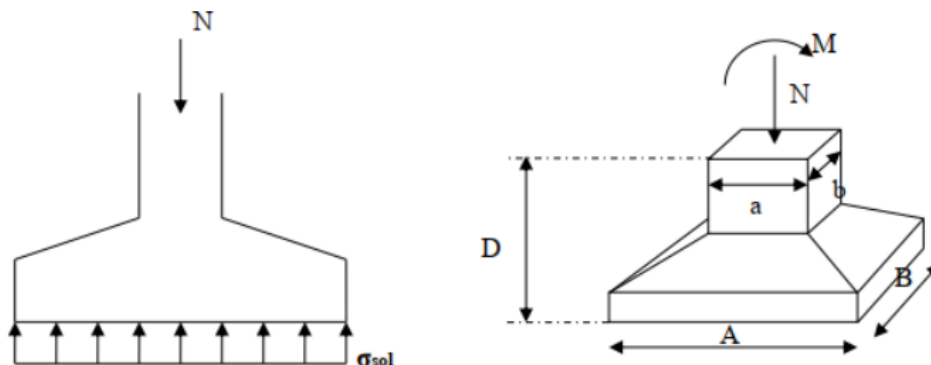


Figure X. 6 : Semelle isolée sous poteau.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel ETABS22.1 à L'ELS.

$N_{ser} = 7580,66$ Kn (Traction) .

$$S \geq \frac{7580,66}{200} = 37,903 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{S} = 6,15 \text{ m}$$

il faut vérifier que $L_{\min} < 1,5 \cdot B$

on a $L_{\min} = 8\text{m} < 1,5 \cdot 6,15 = 9,23\text{m} \dots \dots$ non vérifier

- Remarque

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes

X.3.2.2. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne

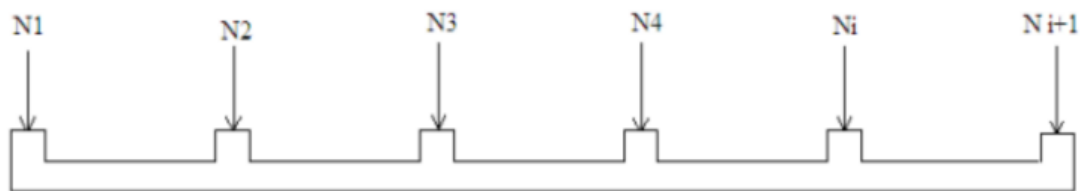


Figure X. 7 : Semelle filante.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$$N = \sum N_i = 9930,209 \text{ KN de chaque file de poteau}$$

$$S = B \times L$$

- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la file considérée
- La largeur de la semelle

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

$$B \geq \frac{9930,209 \times 10^3}{74 \times 0,2 \times 10^6} = 0,67 \text{ m}$$

Avant tout il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour trouver la charge revenant à chaque file de semelle filante

Tableau X. 3 : sections des semelles filantes continues

File	$N_{ser}(Kn)$	L(m)	B(m)	$B_{choisit}(m)$	S(m ²)
1	9930,209	74	0,67	1,8	133,2
2	28684,81	74	1,93	2	148
3	32165,45	74	2,17	2,5	185
4	26190,13	74	1,76	2	148
5	31099,62	74	2,10	2,5	185
6	3179,13	74	0,21	1,8	133,2
7	28417,47	74	1,92	2	148
8	9963,88	74	0,67	1,8	133,2
totale					1213,6

Tableau X. 4 : surface de bâtiments et de la semelle

$S_{semelle}(m^2)$	$S_{batiment}(m^2)$	%
1213,6	3996	30,37

RM : D'après les résultats, il n'y a pas de chevauchement des semelles,

Donc : La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, pour cela on a opté pour des semelles filantes comme type de fondation pour notre ouvrage.

X.3.2.2.1. Calcul des semelles filantes

La semelle filante est une fondation superficielle utilisée principalement pour supporter un mur, un voile porteur ou des poteaux. Elle limite les tassements différentiels et réduit le risque d'instabilité de l'ouvrage.

On va opter pour des semelles filantes continues.

X.3.2.2.2. Pré dimensionnement de la semelle filante sous poteaux

- La hauteur de la semelle est :

$$h_t > d + 5\text{cm}$$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne la hauteur utile vaut

$$h_t > \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} = \frac{2,5-1,5}{4} + 5\text{cm} = 0,3\text{m}$$

$$h_t = 0,3\text{m}$$

Dimensionnement des nervures :

- Largeur de la nervure b_n

$$b_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$b_n \geq \frac{10}{10} = 10\text{m}$$

On adopte $b_n = 100\text{cm}$

- Hauteur de nervures :

Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{1000}{15} = 66,6\text{cm} \leq h_1 \leq \frac{1000}{10} = 100\text{cm}$$

On a $L_{max} = 10\text{ m}$

$$\Rightarrow 66,6\text{cm} < h_1 < 100\text{cm}$$

On prend : $h_1 = 90\text{ (cm)}$.

- **Condition de la raideur (rigidité) :**

Pour étudier la raideur, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

avec:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

I : L'inertie de la section transversale du la semelle. $\frac{b \times h_N^3}{12}$

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent (E=20 000 MPa).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

$$\begin{cases} K = 0,5 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow \text{pour un très mauvais sol.} \\ K = 4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow \text{pour un sol de densité moyenne.} \\ K = 12 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow \text{pour un très bon sol.} \end{cases}$$

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4 [\text{kg/cm}^3]$.

- **Calcule la hauteur de la nervure est :**

$$h_N \geq \left(\frac{48 k b_s l^4}{E b_n \pi^4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_N \geq \left(\frac{48 \times 40 \times 2,5 \times 9,7^4}{21000 \times 1 \times \pi^4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Pour $L_{max}=10 \text{ m}$; $h_N=2,8 \text{ m}$

$$I : \frac{b \times h_N^3}{12} = 1,82 \text{ m}^2$$

calculer $L_e = \left(\frac{4 \times 21000 \times 1,82}{40 \times 1} \right)^{\frac{1}{4}} = 7,86 \text{ m}$

$$L_{max} = 10 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a = \frac{\pi}{2} \times 7,86 + 0,9 = 10,33 \text{ m} \dots \dots \dots \text{conditions vérifier}$$

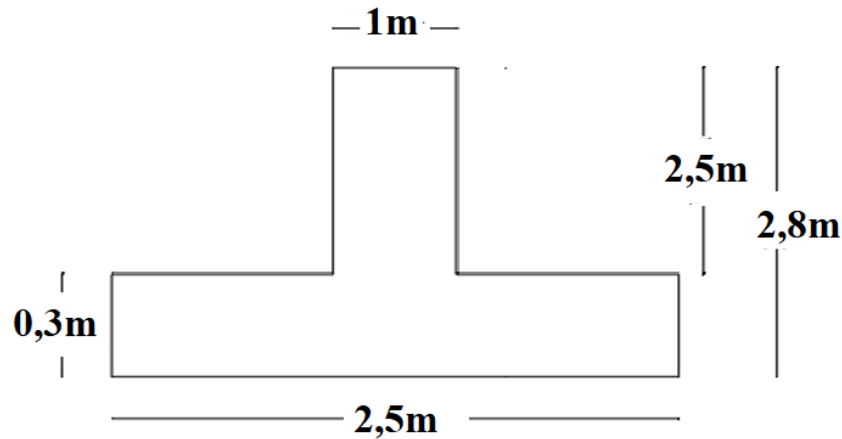


Figure X. 8: dimension de la semelle filante

X.3.2.2.3. Calcul des fondations (semelle filante) avec SAFE

Dans ce chapitre nous allons aborder l'étude des fondations avec le programme CSI SAFE.

Les réactions à base de la structure sont importées à partir d'ETABS et exportées vers SAFE.

Dans le programme SAFE on suivra les étapes suivantes :

- Modélisation de l'infrastructure dans ETABS
- Exportation de l'infrastructure vers CSI SAFE
- Définition des sections des nervures et semelle filante
- Dessiner les nervures dans les deux directions

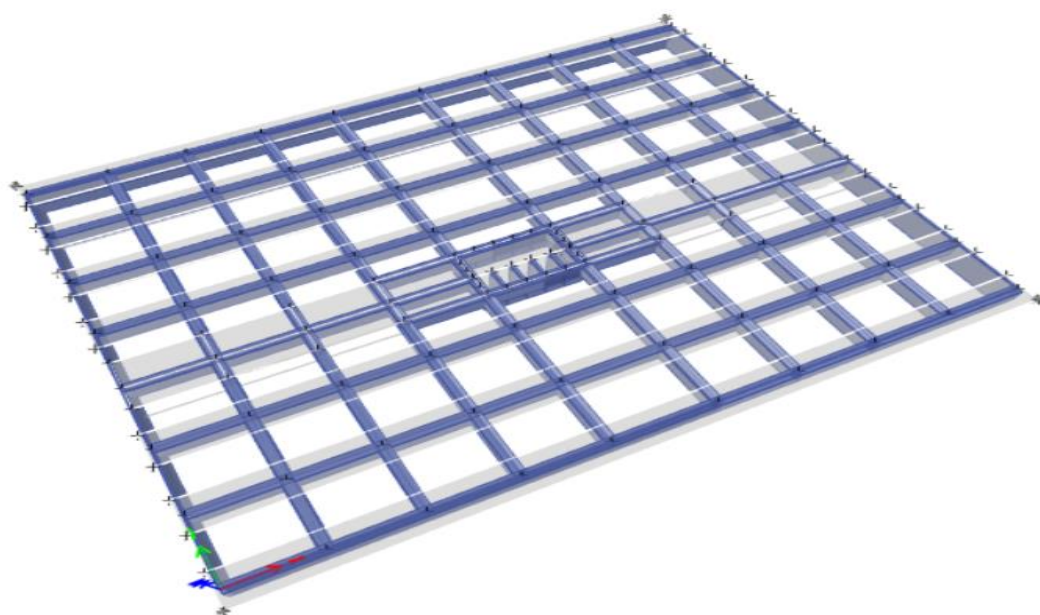


Figure X. 9 : modèle 3D semelle filantes par le logiciel SAFE

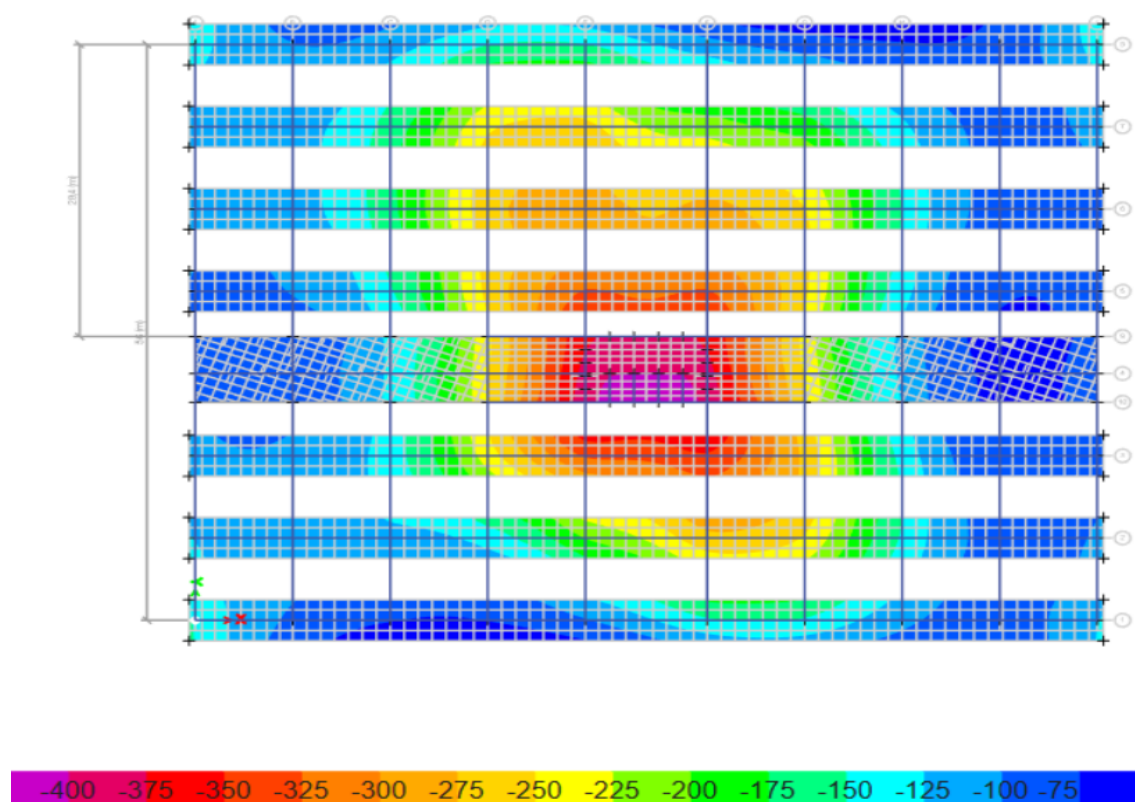


Figure X. 10 : Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS.

On constate que la contrainte maximale est de 400 KN/m^2 qui est nettement supérieur à la contrainte limite $\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$ donc la condition n'est pas vérifiée

X.3.2.2.4. Conclusion

La modélisation de la semelle filante à l'aide du logiciel SAFE a révélé que la contrainte admissible du sol n'était pas respectée. Par conséquent, une solution de semelle croisée filante, mieux adaptée aux conditions géotechniques du site, a été adoptée.

X.3.2.3. Semelles filantes croisées

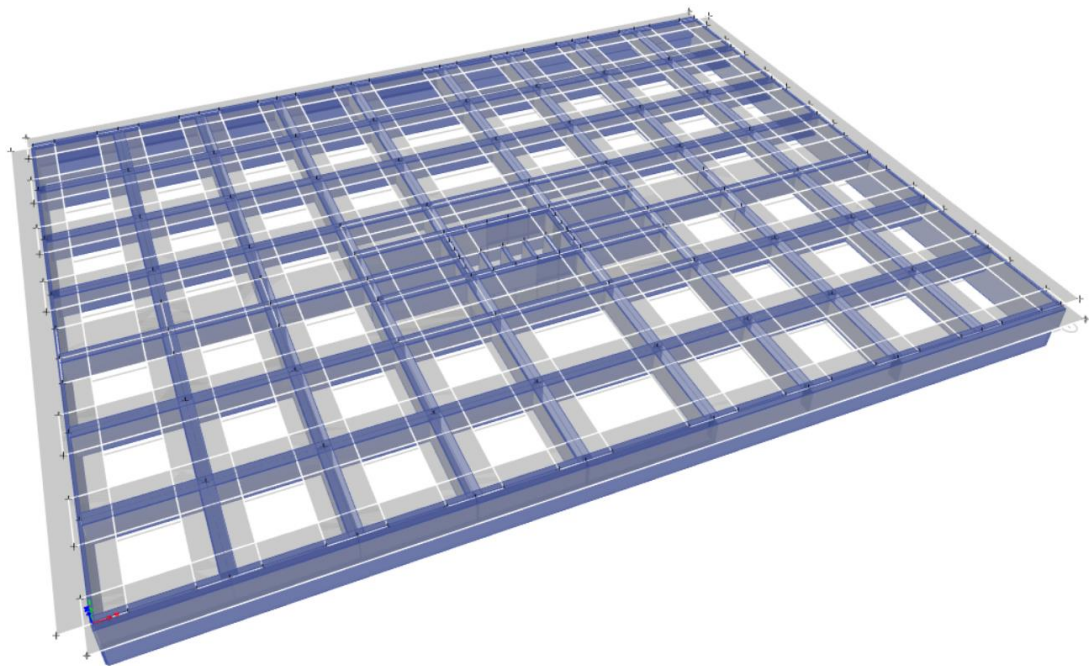


Figure X. 11 : modèle 3D semelle filantes croisées par le logiciel SAFE

Dans le programme SAFE on suivra les étapes suivantes :

- Modélisation de l'infrastructure dans ETABS
- Exportation de l'infrastructure vers CSI SAFE
- Définition des sections des nervures et semelle filante croisé
- Dessiner les nervures dans les deux directions
- Définition et affectation de la raideur du sol au radier

Epaisseur de la semelle filante croisée : 80cm

Hauteur de la nervure : 200 cm

Largeur de la nervure : 100 cm.

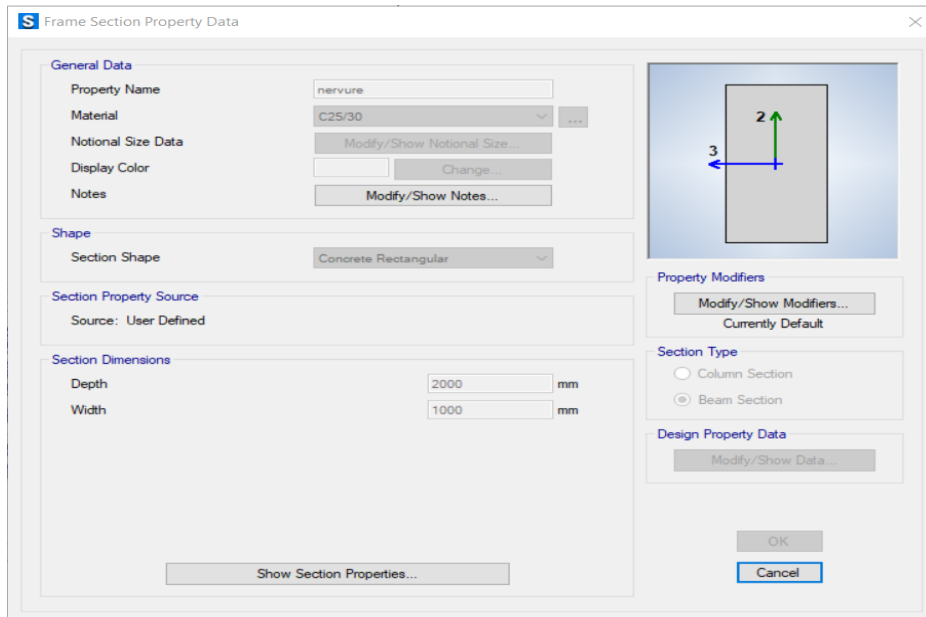


Figure X. 12 : Définition des nervures

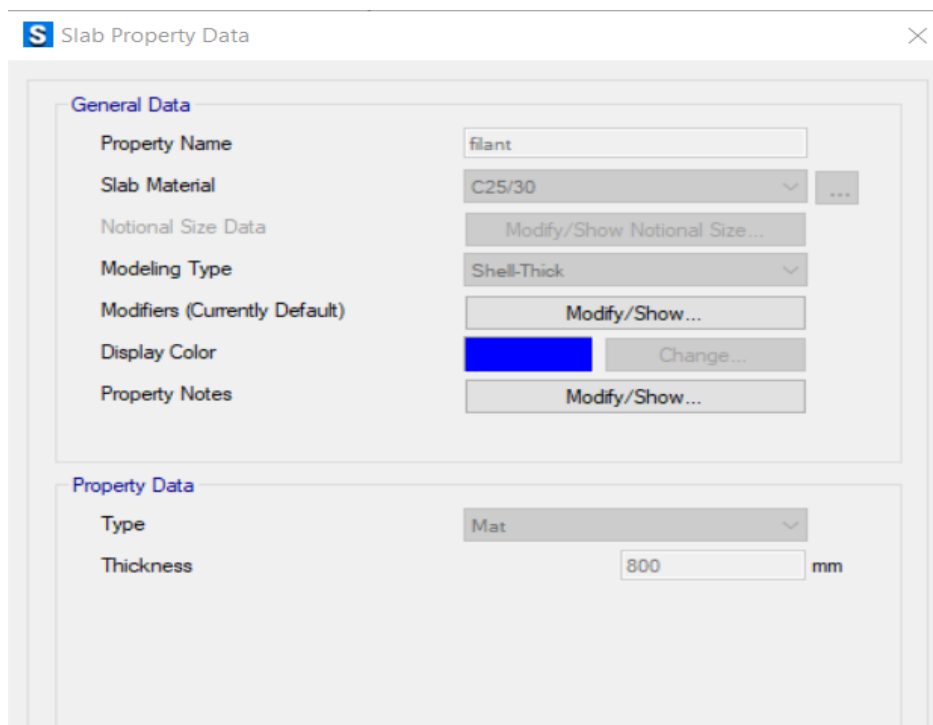


Figure X. 13 : Définition de la semelle filante croisée

X.3.2.3.1. Vérification de stabilité

- Vérification de la contrainte

La contrainte du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2.5$ bars.

Après analyse du modèle on obtient les résultats suivants :

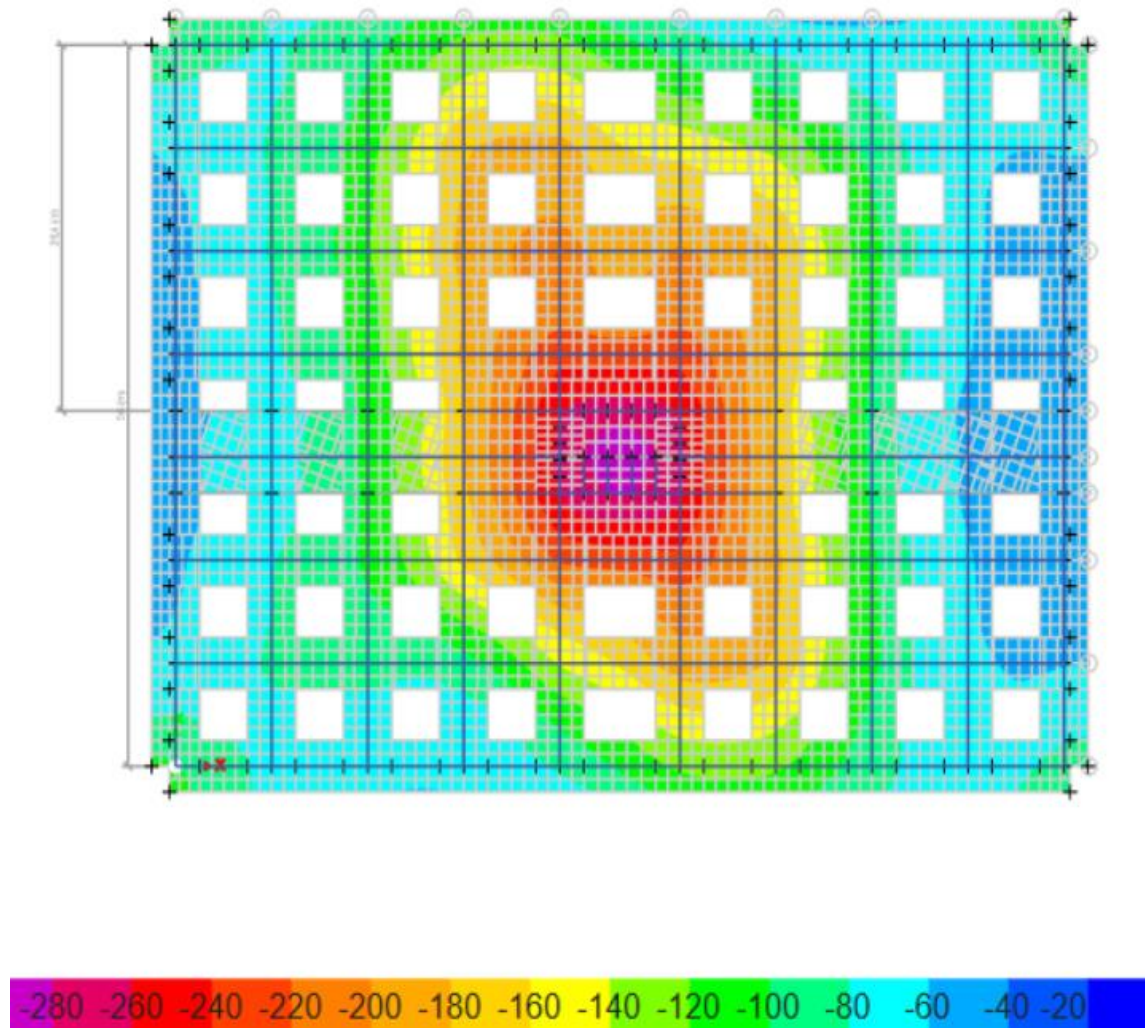


Figure X. 14: Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS

On constate que la contrainte maximale est de 280 KN/m^2 qui est nettement supérieur à la contrainte limite $\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$ donc la condition n'est pas vérifiée

X.3.2.3.2. Conclusion

Après la modélisation de la semelle filante croisée à l'aide du logiciel SAFE, il a été constaté que la contrainte admissible du sol n'était pas vérifiée. Par conséquent, nous avons opté pour une solution de radier, plus adaptée aux conditions géotechniques du site.

X.3.2.4. Radier :

Après avoir obtenu le résultat de la méthode rigide, nous allons maintenant utiliser la méthode élastique et le programme SAFE pour recalculer les efforts et le ferrailage

X.3.2.4. 1.Dimension de radier :

Epaisseur du radier : 50cm

Hauteur de la nervure : 200 cm

Largeur de la nervure : 80 cm.

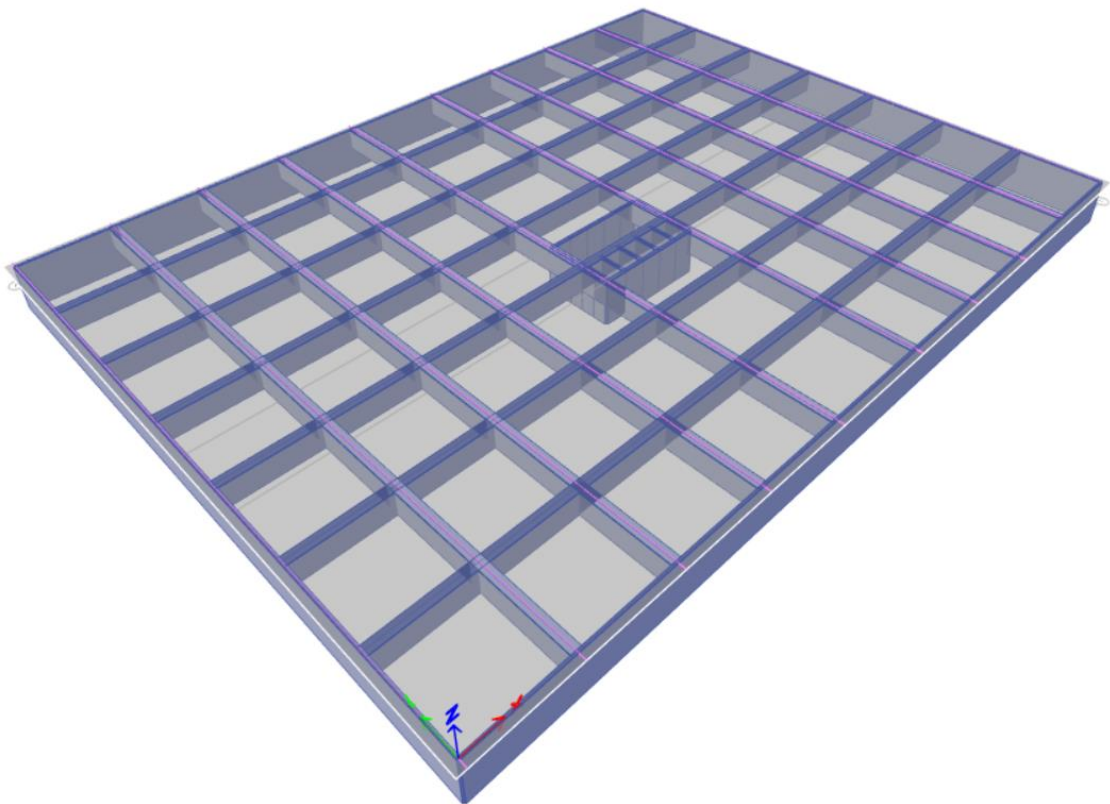


Figure X. 15: modèle 3D du radier avec voiles par le logiciel SAFE

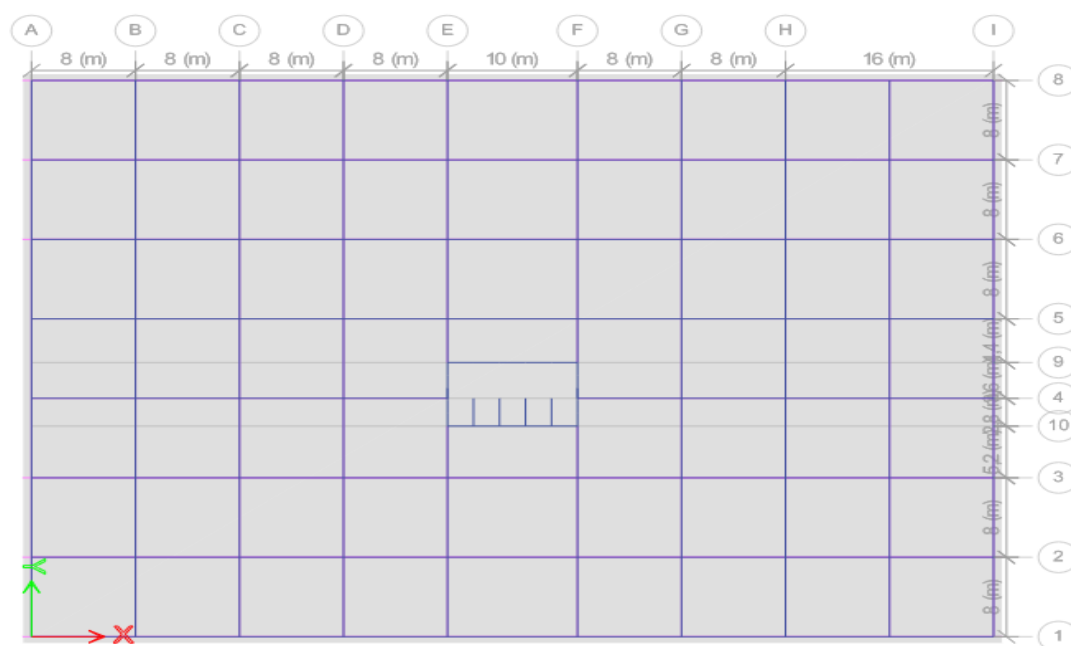


Figure X. 16 : Dimension de l'infrastructure

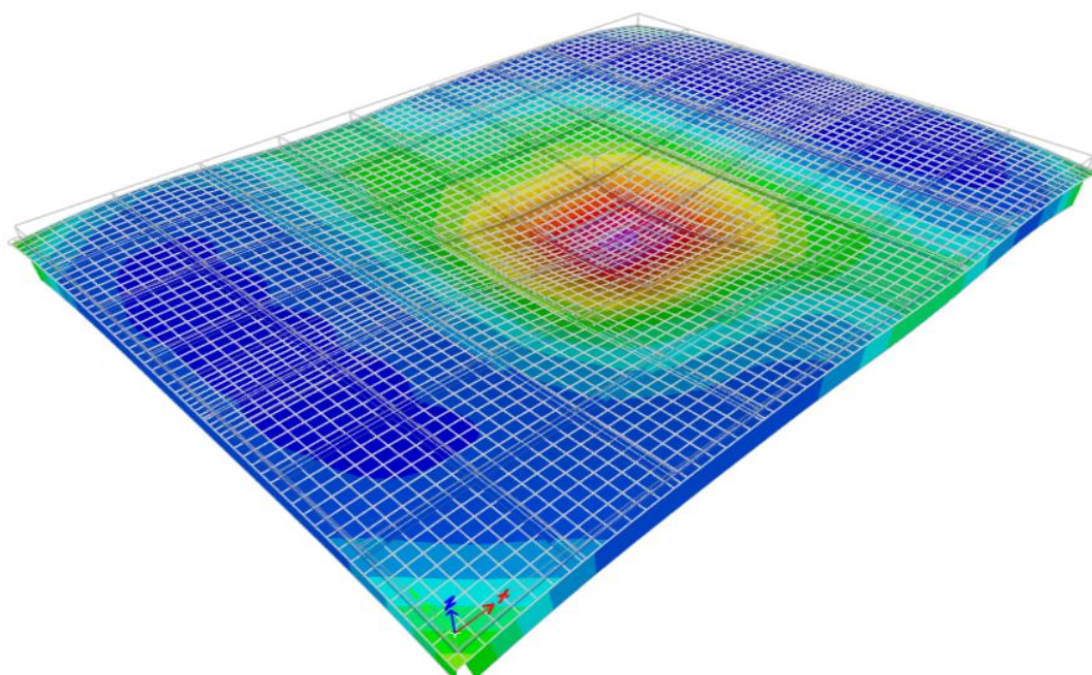


Figure X. 17: La déformé du radier

X.3.2.4.2. Vérification de la contrainte du sol à ELS :

L'utilisation du logiciel SAFE nous a donné valeurs des réactions suivantes :

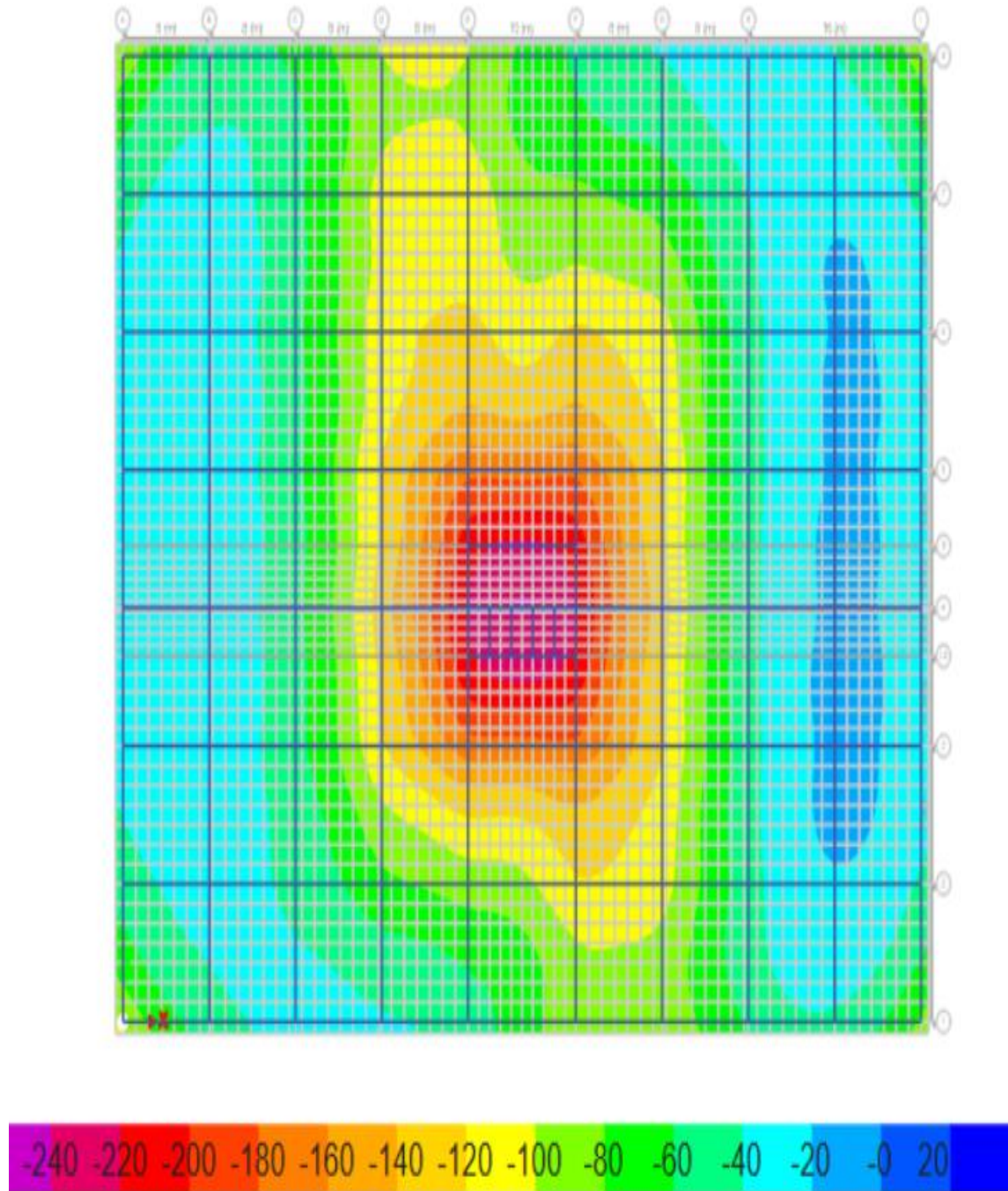


Figure X. 18 : Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS.

On constate que la contrainte maximale est de 240 KN/m^2 qui est nettement inférieur à la contrainte limite $\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$ donc la condition est vérifiée

$\sigma_{\max} = 240 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$ Donc la condition est vérifiée.

X.3.2.4.3. Vérification de la contrainte du sol à ELU :

L'utilisation du logiciel SAFE nous a donné valeurs des réactions suivantes :

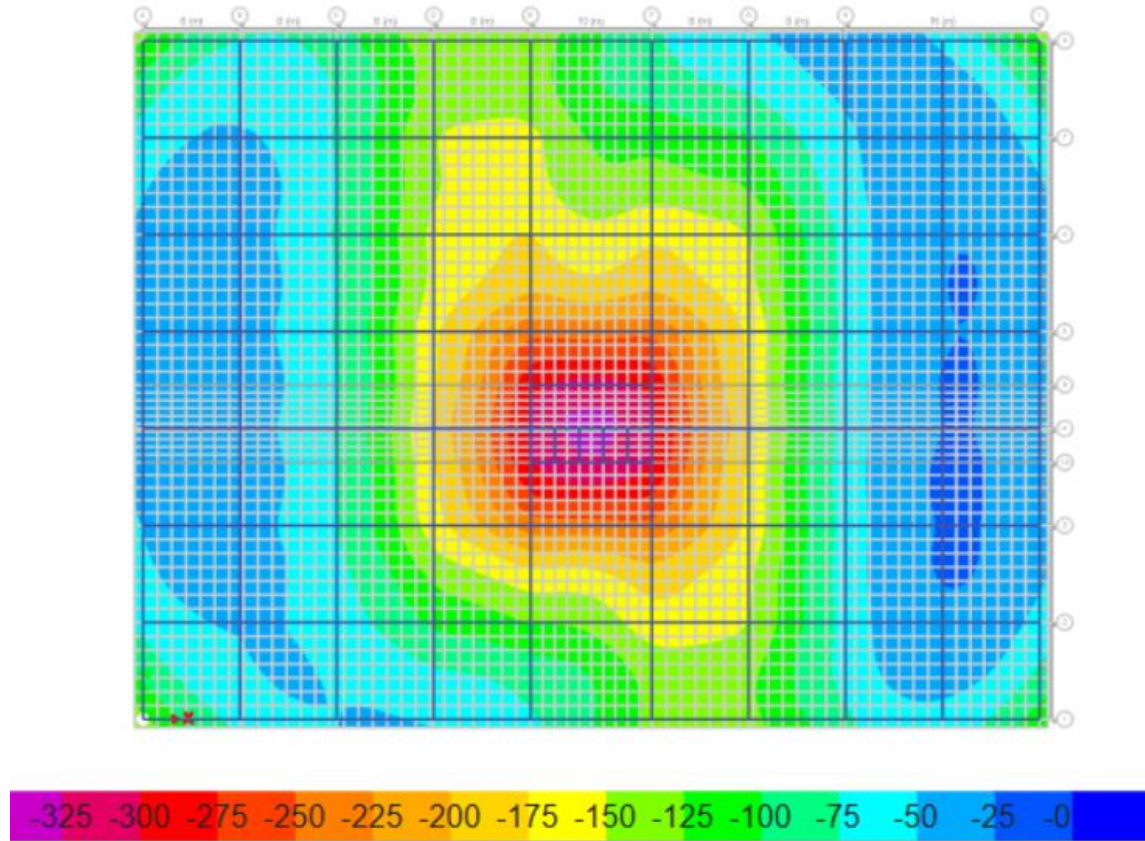


Figure X. 19 : Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELU.

$\sigma_{\max} = 325 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 375 \text{ KN/m}^2$ Donc la condition est vérifiée.

X.3.2.4.4. Détermination des efforts

Les résultats trouvés par le logiciel SAFE sont représentés par le diagramme suivant :

On a adopté $M_u = 200 \text{ KN.m}$ parce que c'est plus répandu

Suivant X-X :

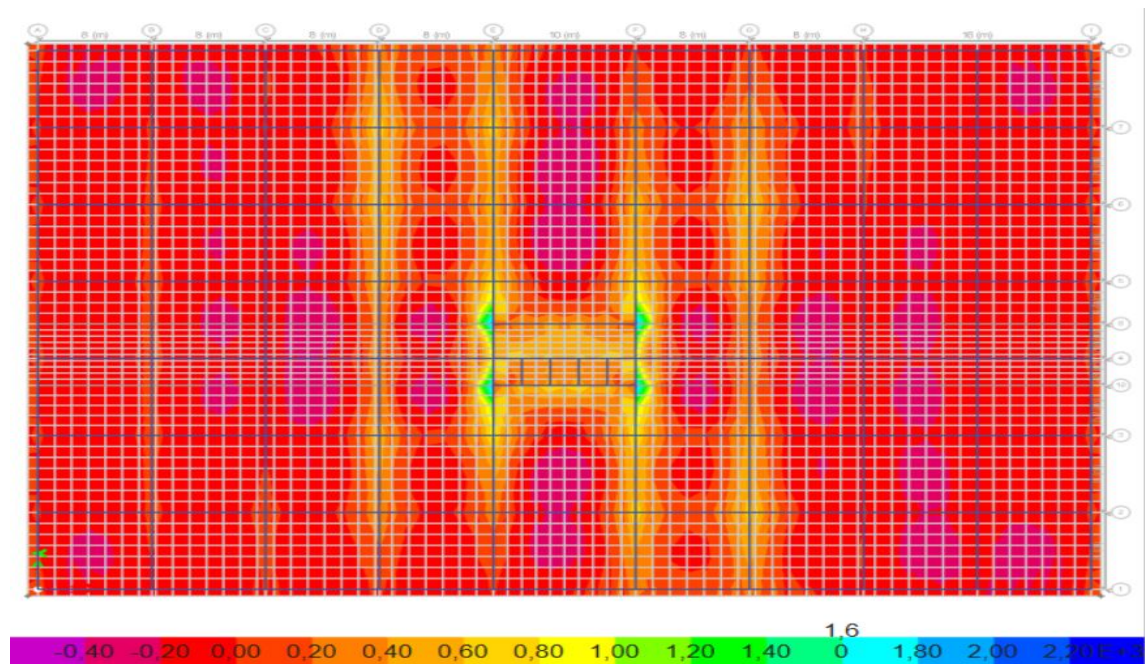


Figure X. 20 : Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant X-X

Suivant y-y :

On a adopté $M_u = 200 \text{ KN.m}$ parce que c'est plus répandu

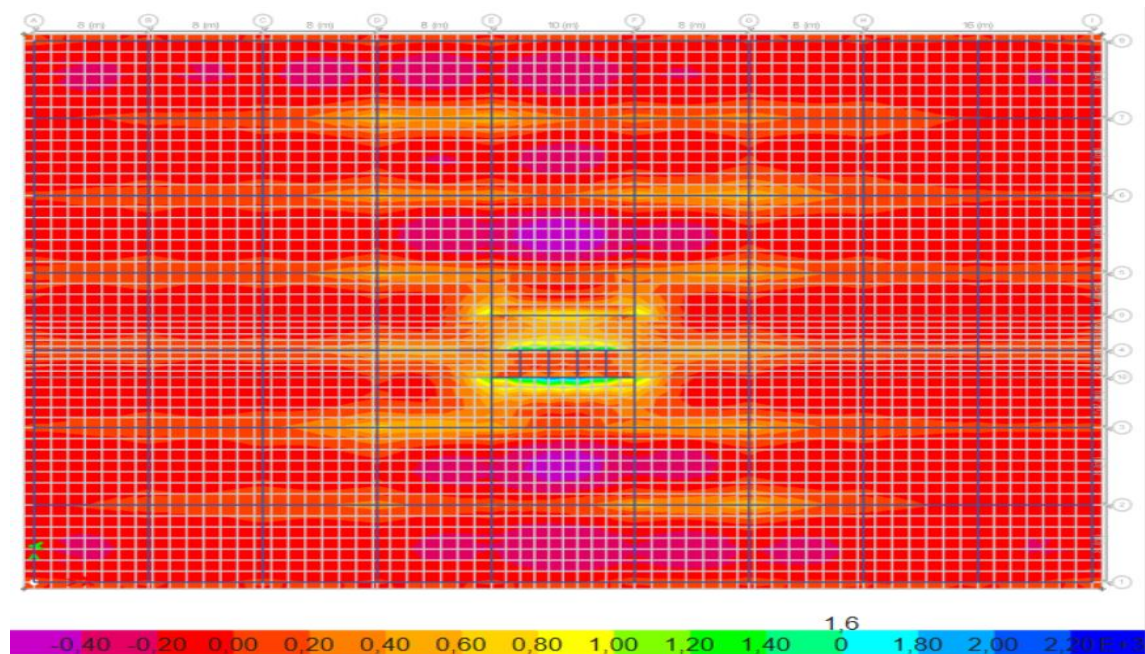


Figure X. 21 : Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant Y-Y

X.3.2.4.5. Calcul du ferrailage :

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b=100\text{cm}$; $h=80\text{cm}$; $d=72\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=400\text{ MPa}$;

$F_{bc}=17,7\text{ MPa}$ (organigramme I voir annexe)

MPa Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 5 : Ferrailage du radier sur le moment le plus répandu

	Sens	Mu (Kn.m)	μ	α	Z(mm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{choisi} (cm ²)
Travé	X-X	200	0,021	0,0525	568,8	8,79	6T16	12,06
	Y-Y	200	0,021	0,0525	568,8	8,79	6T16	12,06

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,69\text{ cm}^2 < 9,05\text{ cm}^2$$

X.3.2.4.5.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

D'après logiciel SAFE nous a donné le résultant de diagramme suivant :

Suivant x-x :

- $M_{ser}(\text{travée}) = -100\text{ KN.m}$

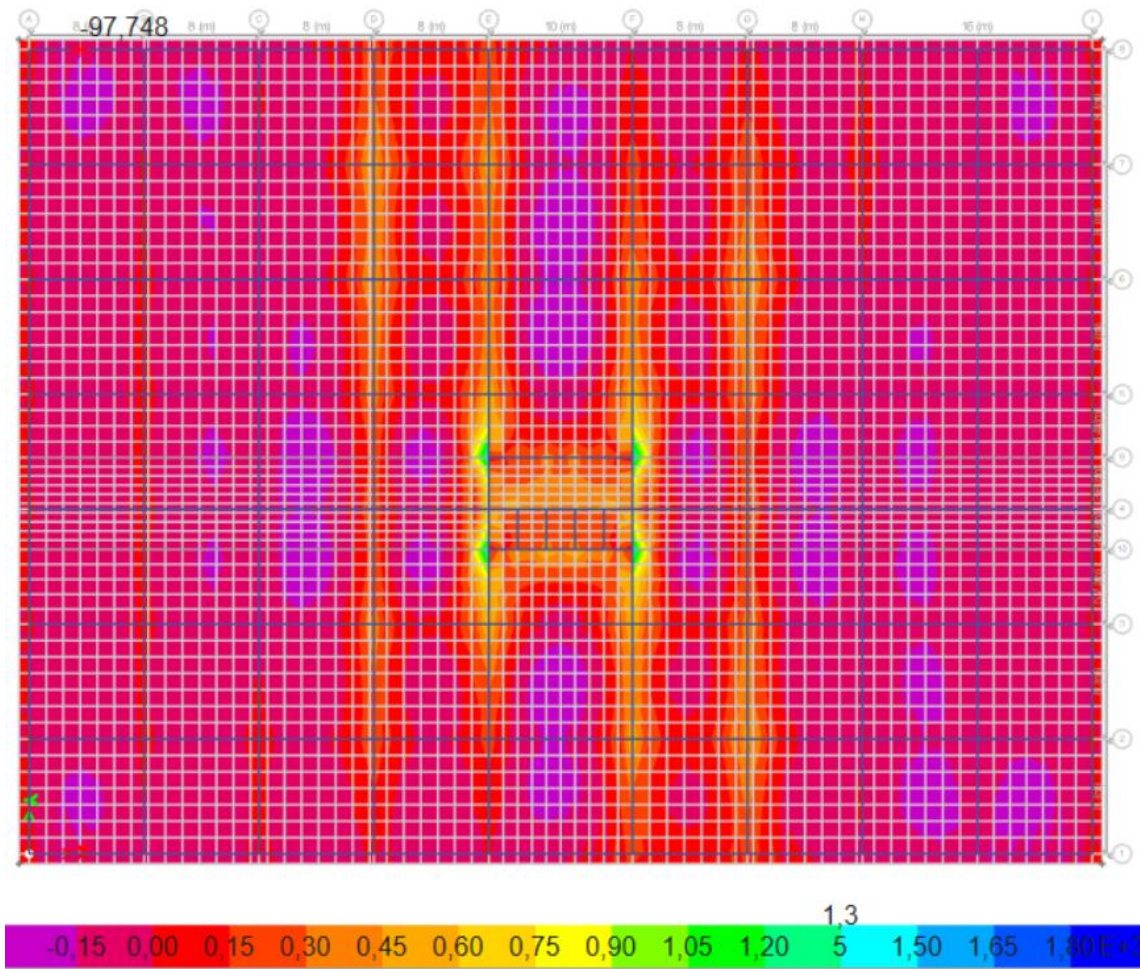


Figure X. 22 : Le diagramme des moments à ELS suivant X-X

Suivant y-y :

$$M_{ser}(\text{travée}) = 100 \text{ KN.m}$$

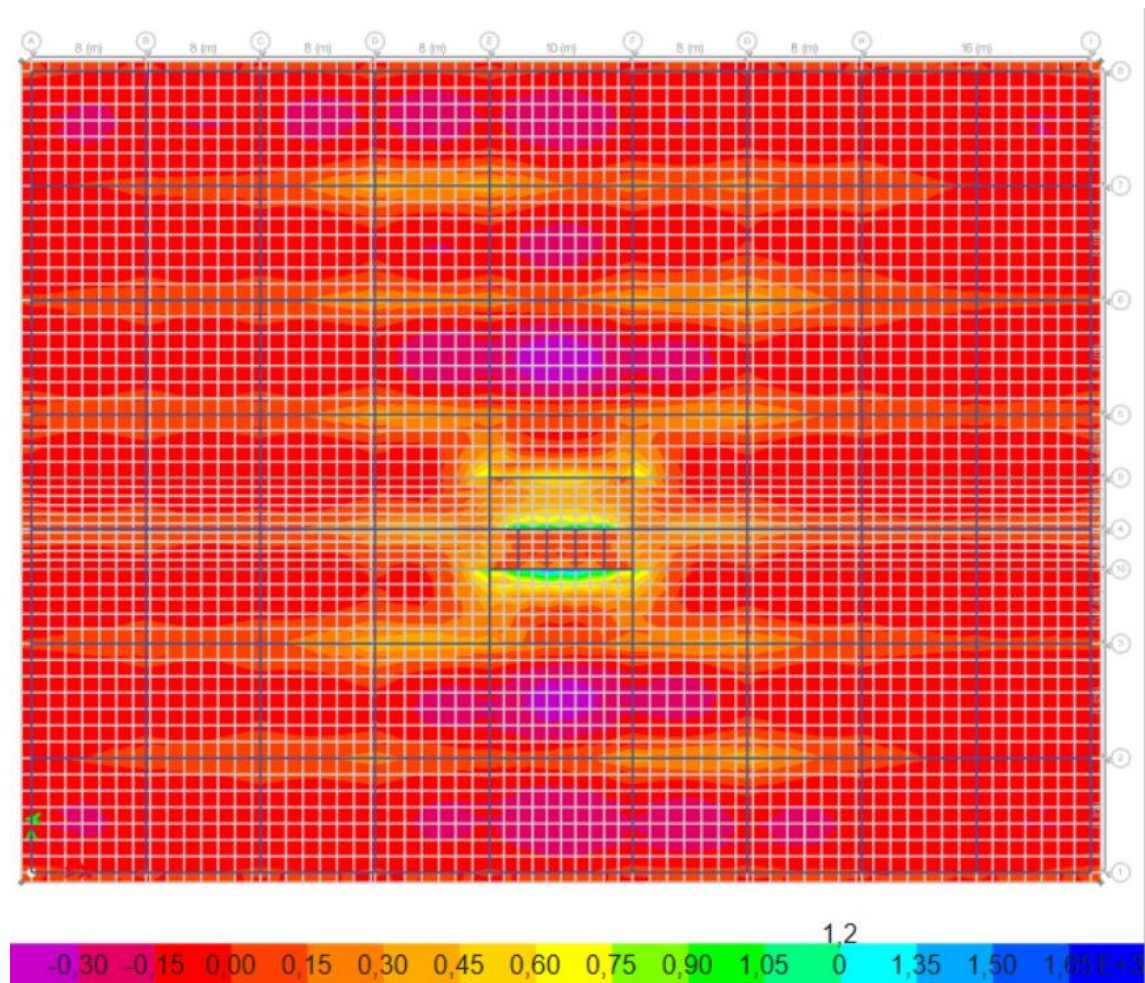


Figure X. 23 : Le diagramme des moments à ELS suivant Y-Y.

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau X.6 : Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kNm)	$A_s(cm^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	100	6,79	13,05	15	Ok	190,4	201,6	OK
	y-y	100	6,79	13,05	15	Ok	190,4	201,6	OK

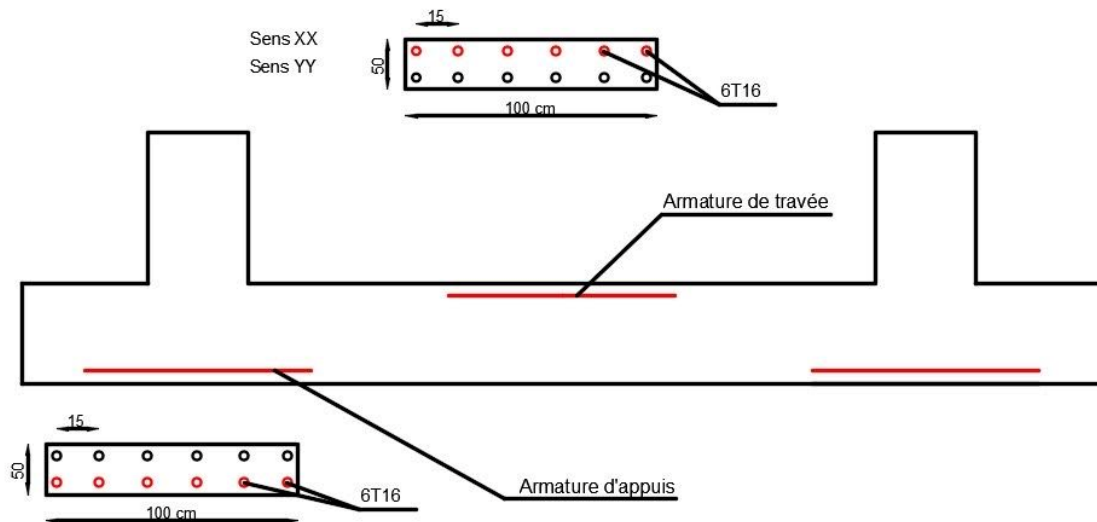


Figure X. 24 : Schéma de ferrailage de radier.

X.3.2.4.5.2. Ferrailage de nervure :

- Détermination des efforts :

Pour déterminé des efforts, on utilise le logiciel SAFE :

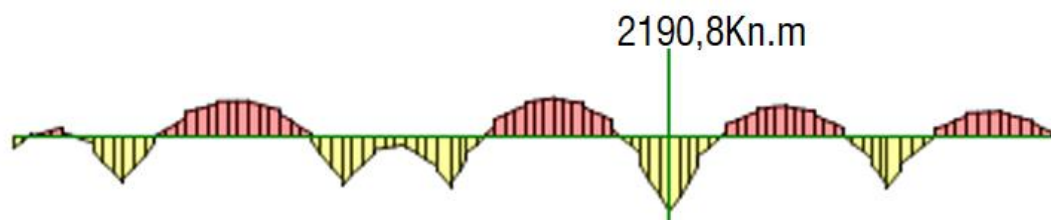


Figure X. 25 : Diagramme d'moment max en travée sur la nervure à ELU.

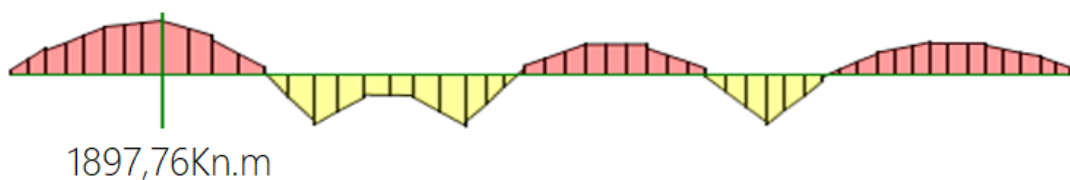


Figure X. 26: Diagramme d'moment max en appuis sur la nervure à ELU.

En travée : $M_t = 2190,8 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = 1897,76 \text{ KN.m}$

X.3.2.4.5.3. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec : $b = 80 \text{ cm}$; $h = 200 \text{ cm}$; $d = 180 \text{ cm}$

Tableau X. 6 : Ferrailage du nervure sur le moment le plus répandu

	Mu (Kn.m)	μ	α	Z(mm)	As^{cal} (cm²)	choix	As^{choisi} (cm²)
Travée	2190,8	0,047	0,11	1720,8	31,1	10T20	31,42
Appuis	1897,76	0,041	0,10	1728	25	10T20	31,42

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,38 \text{ cm}^2 < 25,13 \text{ cm}^2$$

X.3.2.4.5.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

D'après logiciel SAFE nous a donné le résultant de diagramme suivant :

En travée : $M_t = 1298,98 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = 997,6 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau X. 7: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s(cm²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
travée	1298,98	18,56	2,49	15	Ok	7,144	201,6	OK
appuis	997,6	6,79	1,91	15	Ok	5,48	201,6	OK

X.3.2.4.5.5. Schéma de ferrailage :

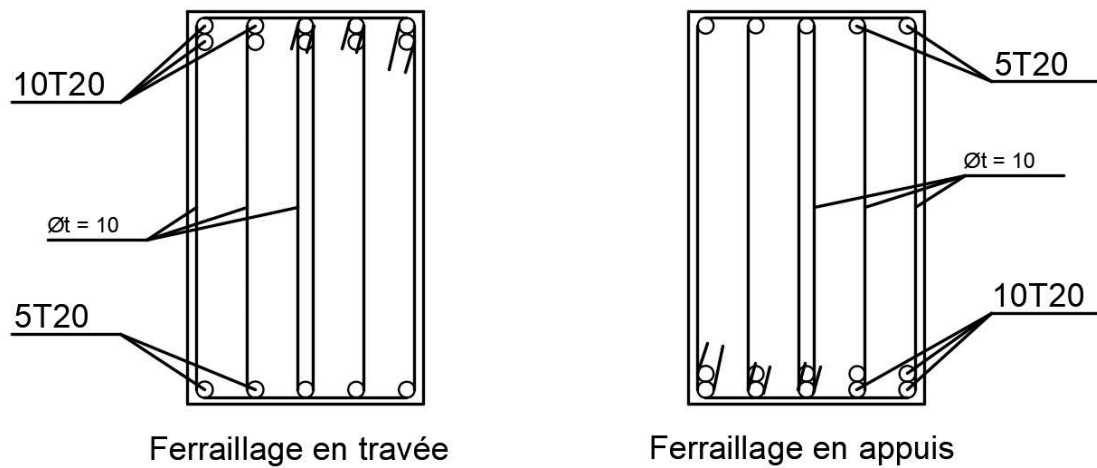


Figure X. 27 : Schéma de ferrailage de nervure.

Conclusion générale

Ce mémoire a permis d'étudier et de comparer deux systèmes structuraux pour un bâtiment de grande hauteur de type R+17: la structure avec voile à effet noyau et celle avec contreventement. L'analyse comparative a porté sur la stabilité globale, la rigidité latérale, la résistance aux actions horizontales (vent et séisme), ainsi que sur les aspects techniques liés à la mise en œuvre et au dimensionnement.

Les résultats obtenus montrent que la structure avec voile à effet noyau offre une meilleure rigidité torsionnelle et une répartition plus équilibrée des efforts, ce qui la rend particulièrement efficace pour les constructions en zones sismiques. À l'inverse, la structure avec contreventement présente une solution plus modulable sur le plan architectural, avec une exécution souvent plus simple, mais qui peut nécessiter un dimensionnement plus rigoureux pour satisfaire aux critères de déplacement et de stabilité.

Cette étude contribue à une meilleure compréhension des critères de choix d'un système structurel pour les bâtiments de grande hauteur. Elle met en évidence l'importance d'une approche intégrée tenant compte à la fois des performances mécaniques, des contraintes architecturales et des conditions d'exécution sur chantier.

Références bibliographiques

Règles Parasismiques Algériennes **RPA99** version 2024.

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 DEL'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).

D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».

Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44, REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « **CCM 97** »,

EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments

EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».

Règlement Neige et Vent (**RNV2013**).

Recommandations pour l'application de la nf en 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment juillet 2017.

C.B.A.93, règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Cours **charpente métallique** (Master 1) : « Mr. B. MENADI » et « Mr. SETHI ».

Cours du **béton armé** (2^{ème} ; 3^{ème} ; Master 1).

Cours de la **dynamique des structures** (Master 1) : « Mme. CHERFA ».

Cours de la **résistance des matériaux** (2^{ème} ; 3^{ème} ; Master 1).

Cours de **bâtiments** « Mr. A. ZEHAFF ».

Cours **construction mixte** (Master 1) : « Mr. A. ZAHAF » et « Mme.W. BADIS ».

Cours **mécanique des sols** (Fondations) (Licence) : « Mr.Y.SAIL ».

Cours **Calcul des fondations** (Master 2) : « Mme .N .AOUALI ».

Université **Saad Dahleb** de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.

Les logiciels utilisés

1. Autocad 2021
2. ETABS 21.2
3. Autodesk Robot Structural Analyse 2021
4. IDEA STATICA
5. SAFE
6. SOCOTEC
7. TEKLA structure 2017
8. EXCEL 2016
9. WORD 2016

