

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

كلية البلدة-1-

UNIVERSITÉ BLIDA-1-



كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

قسم الهندسة المدنية

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION :

CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE

Thème

**Etude du siège de L'Etablissement Des Gestions Et
Services Aéroportuaire BABEZZOUAR (R+10+2 S-sol)
en charpente métallique**

Encadré par :

Mme. BADIS WARDA

Mr. RAHMANI KHALED

Présenté par :

Mr. OUABEL AKRAM

Promotion 2020/2021

REMERCIEMENTS

بادئ البدء، أشكر الله عز وجل على نعمته وتوفيقه في كل شيء أقوم به
ثم إلى كل من ساهم من قريب وبعيد، ماديا ومعنويا في إنجاح هذا العمل المتواضع
كما أخص بالشكر أستاذتي وردة باديس وأستاذي خالد رحمانى على وقوفهم معي ومحبتهم

لي وقبولهم

بأن أخرج على يدهم وأرجو أن أكون فخرا لهم وشاكرا طوال حياتي.
لا ننسى أعضاء لجنة التحكيم على إهتمامهم بعلمي ومراجعتهم وتقبيدهم بخبراتهم ومعرفتهم
كما أشكر كل أساتذتي الذين درست على يدهم طيلة مشواري وعلى رأسهم السيد زحاف وا
لسيد منادي والسيد بسايح والسيد طالب والسيدة بردياف والسيد درباله والسيد

موايسى والبروفسور زيتوني رحمه الله

آملا من الله أن ينفعني بما علمني ويجعلني فخرا لأساتذتي وعائلتي وبلدي.

إهداء

ها قد جاءت الفرصة التي انتظرتها، الفرصة التي سأحاول أن أنتهزها لأهدي هذا العمل البسيط لكل الذين ساهموا من قريب او بعيد، ماديا ومعنويا، في نجاحي وإتمامي لهذا المشوار الدراسي الطويل المليء بالصعوبات.

إلى أبي "عبد القادر"، الصديق والمربي والسند والداعم، الذي كان السبب في رفع همتي وعزيمتي دائما على ما هو أفضل لتقديم المزيد للأمة الإسلامية والجزائرية.

إلى أمي "فاطمة الزهرة" الحنونة والمؤمنة والداعمة والساهرة على توفير الجو المناسب للدراسة مهما كان الثمن، داعية لي دوما بالتوفيق والسداد والثبات، أمي التي لا تصفها الكلمات ولا الأحاسيس.

إلى عمي "بوعلام" الأب الثاني، رجل المواقف، الداعم المادي والمعنوي، الذي كالغيث أينما حل نفع.
إلى "صلاح الدين" و "حسنة" و "حنان" إخوتي.

إلى شيخي "نذير" وكل عائلتي وكل من ساهم من قريب او بعيد ولو بدعوة، حفظكم الله ورعاكم وبارك في أعماركم ووفقكم لما يحبه ويرضاه.

أخص بالذكر أيضا كل الذين انتظروا هذا اليوم بشوق وبفارغ صبر وتوفتهم المنية قبل ذلك، لكم مني أعظم تحية وسلام ودعاء بالرحمة والمغفرة.

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, on a été appelé à mener une étude de siège de l'EGSA/Alger à babe-ezzouar en charpente métallique (R+10+2sous sols) implanté à Alger, considéré par le RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité.

Comme dans la majorité des cas, une étude bien faite doit répondre à certains critères, notamment la sécurité de l'ouvrage ainsi que l'économie.

C'est dans ce contexte que nous avons abordé l'étude de ce projet tout en essayant de répondre aux critères suscités.

Pour ce faire, on a dû passer par les étapes conventionnelles suivantes :

- Estimation des charges et surcharges
- Prédimensionnement et la modélisation sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018
- Étude dynamique
- Vérification des éléments
- Assemblages
- Infrastructure

Mots clés : Charpente métallique, dynamique, plancher mixte, vérification au feu.

Abstract

As part of our end-of-study project, we were called on to carry out a study of the EGSA/ Algiers headquarters in babe-ezzouar in a metal frame (G+10+2subsoils) located in Algiers, considered by the AER “Algerian Earthquake regulations” version 2003 as a zone of high seismicity.

As in most cases, a well-done study must meet certain criteria, including the safety of the work as the economy.

It's in this context that we approached the study of this project while trying to meet the criteria raised.

To do this, we had to go through the following conventional steps:

- Estimation of loads and overloads.
- Pre-dimensioning and modeling on the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018.
- Dynamic study.
- Checking the elements.
- Assemblies
- Infrastructure.

Keywords: Metal frame, Dynamic, Composite floor, fire verification.

ملخص

في إطار مشروع نهاية دراستنا، تم استدعاؤنا لإجراء دراسة حول مقر مؤسسة إدارة المطارات بهيكل فولاذي

(ط أ+10+طابقين سفليين) بالجزائر العاصمة، والتي يعتبرها النظام الجزائري لمقاومة الزلازل الصادر سنة 2003 كمنطقة زلزالية عالية النشاط.

كما هو الحال في معظم الحالات، يجب أن تفي الدراسة الجيدة بمعايير معينة، بما في ذلك سلامة الهيكل والاقتصاد

في هذا السياق، اقتربنا من دراسة هذا المشروع أثناء محاولتنا الإجابة على المعايير المطروحة.

للقيام بذلك، كان علينا اتباع الخطوات التالية:

- تقدير الأحمال والرسوم الإضافية

- الأبعاد المسبقة والنمذجة على برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018

- الدراسة الديناميكية

- التحقق من العناصر

- الربط بين العناصر

- البنية التحتية

الكلمات المفتاحية: هيكل فولاذي، ديناميكي، أرضية مختلطة، التحقق من الحريق.

Liste des figures

CHAPITRE I : Généralités

Figure I.1 : coupe de plancher collaborant.....	2
Figure I.2 : conception d'un plancher collaborant	3
Figure I.3: bac d'acier type Hi Bond 55.....	3
Figure I.4 : Goujon soudée.....	4
Figure I.5 : Escalier en charpente métallique	4
Figure I.6 : Garde-corps métallique	5

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Figure II.1 : Schéma des solives	11
Figure II.2 : Schéma statique de la solive.....	11
Figure II.3 : Schéma statique de la solive avec l'étaie	12
Figure II.4 : Répartition du plancher sur la poutre principale	19
Figure II.5 : Schéma statique de la poutre principale	20
Figure II.6. : Poteau central C3.....	23

CHAPITRE III : Etude dynamique en zone sismique

Figure III.1 : Spectre de réponse	31
Figure III.2 : Vue 3D du 1 ^{er} modèle	36
Figure III.3 : Vue en plan du 1 ^{er} modèle.....	36
Figure III.4 : 1 ^{er} mode de translation selon Y.....	38
Figure III.5 : 2 ^{ème} mode de translation selon X.....	38
Figure III.6 :3 ^{ème} mode de torsion autour de Z.....	38
Figure III.7 : Vue en plan du 2 ^{ème} modèle	39
Figure III.8 : 1 ^{er} mode de translation selon Y-Y.....	40
Figure III.9 :2 ^{ème} mode de translation selon X-X.....	40
Figure III.10 :3 ^{ème} mode de torsion autour de Z.....	40
Figure III.11 : Vue en plan du 3 ^{ème} modèle	42
Figure III.12 : 1 ^{er} mode de translation selon X-X.....	43
Figure III.13 : 2 ^{ème} mode de translation selon Y-Y.....	43
Figure III.14 : 3 ^{ème} mode de torsion autour de Z.....	43

Figure III.15 : Vue en 3D du modèle final.....	45
Figure III.16 : 1 ^{er} mode de translation selon Y-Y.....	47
Figure III.17 : 2 ^{ème} mode de translation selon X-X.....	47
Figure III.18 : 3 ^{ème} mode de torsion autour de Z.....	47
CHAPITRE IV : Vérification des éléments de l’ossature	
Figure IV.1 : Phénomène du flambement.....	50
Figure IV.2 : Phénomène du déversement.....	50
Figure IV.3 : Section composée 2 HEA 550.....	51
Figure IV.4 : La rigidité du poteau concerné	52
Figure IV.5: Schéma de la poutre principale	56
Figure IV.6 : Les systèmes de contreventements en X.....	58
Figure IV.7 : Contreventement en Y.....	60
CHAPITRE V : Etude des assemblages	
Figure V .1 : Exemple des assemblages boulonnées	64
Figure V .2 : Schéma d’assemblage poutre – solive.....	68
Figure V .3 : Disposition d’assemblage poutre – solive	68
Figure V .4 : Assemblage soudé poutre-platine	70
Figure V .5 : Assemblage poteau – poutre	71
Figure V .6 : Distribution des boulons et des jarrets	73
Figure V .7 : Assemblage pied de poteau	73
Figure V .8 : Assemblage contreventement en V.....	78
Figure V .9 : Schéma d’assemblage poteau-poteau avec la distribution des boulons.....	79
Figure V.10 : Schéma d’assemblage poteau – poteau avec la distribution des boulons.....	80
CHAPITRE VI : Les fondations	
Figure VI .1 : Les dimensions de la semelle isolée	83
Figure VI .2 : Schéma de la semelle filante	83
Figure VI .3 : Schéma d’un radier.....	84

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Généralités

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés6

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques6

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1 : caractéristique du profilés IPE 24012

Tableau II.2 : Solive de la terrasse inaccessible19

Tableau II.3 : Caractéristiques du profilé IPE 400.....19

Tableau II.4 : La poutre de la terrasse inaccessible23

Tableau II.5 : La descente de charge sur le poteau le plus sollicité C3.....25

Tableau II.6 : Les profilés et les sections des poteaux les plus sollicitant25

Tableau II.7 : Les caractéristiques du profilé HEA 400.....25

Tableau II.8 : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux28

CHAPITRE III : Etude dynamique en zone sismique

Tableau III.1 : Facteur de qualité.....35

Tableau III.2 : Participation massique du modèle initiale.....37

Tableau III.3 : Participation massique du 2ème modèle.....39

Tableau III.4 : Déplacements inter étage.....41

Tableau III.5 : Participation massique du 3ème modèle42

Tableau III.6 : Déplacements inter étage44

Tableau III.7 : Participation massique du modèle final.....46

Tableau III.8 : Déplacements inter étage.....48

Tableau III.9 : vérification du l'effet P-delta $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_h \leq 0.1$49

CHAPITRE IV : Vérification des éléments de l'ossature

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du 2 HEA 550.....53

Tableau IV.2 : Résultats de la vérification des poteaux.....55

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre HEA 340.....56

Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de 250x100x12.....58

Tableau IV.5 : Résultats de la vérification des palées de stabilité.....63

CHAPITRE V : Etude des assemblages

Tableau V.1 : Caractéristiques des boulons	65
Tableau V.2 : Normes des dimensions des trous de boulon.....	65
Tableau V.3 : Valeurs du coefficient de frottement	66
Tableau V.4 : Valeurs du facteur de corrélation approprié w	67
Tableau V.5 : Valeurs du coefficient partiel de sécurité Mw.....	67
Tableau V.6 : Valeurs du coefficient réducteur Ks.....	67

LISTE DES SYMBOLES

A Section brute d'une pièce.

A_{net} Section nette d'une pièce.

A_w Section de l'âme. A_p

Surface portante.

A_s Aire de la section résistante à la traction du boulon.

E Module d'élasticité longitudinale. F Force générale.

F_p Force de calcul précontraint.

F_s Résistance d'un boulon au glissement.

F_{trd} Résistance d'un boulon en traction.

F_{brd} Résistance à la pression diamétrale.

G Charge permanente.

I Moment d'inertie.

K_c Coefficient de rigidité des poteaux.

K_{ij} Coefficient de rigidité des poutres.

K_y Coefficient de flambement-flexion.

L Longueur.

M_{sd} Moment fléchissant.

M_{rd} Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise. M_{pl} Moment plastique.

M_{cr} Moment critique.

N_{sd} Effort normal.

N_{tsd} Effort normal de traction.

N_{csd} Effort normal de compression.

N_{pl} Effort normal plastique.

N_u Effort ultime.

N_j Force d'adhérence avec le béton.

Q Charge d'exploitation.

W_{pl} Module de résistance plastique.

W_{el} Module de résistance élastique.

b Largeur de l'âme.

b_{eff} Largeur efficace.

d Entraxe.

d_0 Diamètre de perçage des trous de boulon.

f Flèche d'une poutre.

f_y Limite d'élasticité d'un acier.

f_{yb} Limite d'élasticité d'un boulon.

f_u Limite de rupture d'une pièce.

f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.

f_{ck} Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.

f_j Résistance de contact de la liaison. h

Hauteur.

i Rayon de giration.

K Facteur de longueur.

K_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

K_j Facteur de concentration.

n Nombre de boulon.

m Nombre de plans de cisaillement.

r_c Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

t_w Épaisseur de l'âme.

t_f Épaisseur des semelles.

t_{wc} Épaisseur de l'âme d'un poteau.

t_{fc} Épaisseur des semelles d'un poteau.

t_p Épaisseur de platine.

χ Coefficient de réduction de flambement.

β_w Facteur de corrélation.

β_M Facteur de moment uniforme.

β_j Coefficient relatif à la liaison.

γ_c Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

γ_M Coefficient de sécurité.

γ_{Mb} Coefficient de sécurité des boulons.

γ_{ms} Coefficient partiel de sécurité.

λ Élançement.

α Facteur d'imperfection.

μ Coefficient de frottement.

τ_s Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

Coefficient de réduction élastique de l'acier. η
Facteur de distribution.

ψ Rapport de contrainte.

φ_0 La rotation initiale dans les poutres continues.

δ_0 La flèche initiale dans les poutre continues.

Sommaire

CHAPITRE I : Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage.....	1
I.2.2 Caractéristiques géométriques.....	2
I.2.3 Ossature.....	2
I.2.4 Les planchers.....	2
I.2.5 Escaliers.....	4
I.2.6 Les garde-corps métalliques.....	5
I.2.7 Maçonnerie.....	5
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.3.1 Aciers.....	6
I.3.2 Béton.....	7

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction	8
II.2 Les planchers	8
II.2.1 Méthodes de calcul	8
II.3 Estimation des charges de planchers	9
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible	9
II.3.2 Plancher terrasse accessible	9
II.3.3 Plancher courant	10
II.4 Pré-dimensionnement des solives.....	10
II.4.1 Exemple de calcul (Plancher courant).....	11
○ Phase de construction	11
• Combinaisons des charges	12
• Moment fléchissant	12
• Effort tranchant	13
• Etude de l'interaction.....	13
II.4.2 Solive de la terrasse inaccessible	19
II.5 Pré-dimensionnement des poutres principales	19

II.5.1 Plancher courant	19
II.6 Calcul des poteaux	23
II.6.1 Introduction	23
II.6.2 Poteau central (le plus sollicité).....	23
CHAPITRE III : Etude dynamique en zone sismique	
III.1 Introduction	29
III.2 Etude sismique	29
III.2.1 Modélisation de rigidité	29
III.2.2 Modélisation de la masse	30
III.3 Choix de la méthode de calcul	30
III.3.1 La méthode statique équivalente	30
III.3.2 La méthode modale spectrale	31
III.4 Résultats de l'analyse sismique	36
III.4.1 Modèle 1	36
III.4.2 Modèle 2.....	39
III.4.3 Modèle 3.....	42
III.4.4 Modèle 4.....	45
CHAPITRE IV : Vérification des éléments de l'ossature	
IV.1 Introduction	50
IV.2 Vérification de la stabilité	51
IV.2.1 Vérification des poteaux	51
IV.2.2 Vérification de la poutre principale	56
IV.2.3 Vérification des paliers de stabilités	58
IV.2.3.1 Vérification des palées en (X) TR 250x100x12.....	58
IV.2.3.2 Vérification des palées en (Y) TR 250x100x12.....	60
IV.2.3.3Vérification des palées en (V) TR 250x100x12.....	61
CHAPITRE V : Etude des assemblages	
V.1 Introduction	64
V.2 Assemblage poutre – solive.....	68
V.3 Assemblage Poteau – Poutre (HEB 500 – HEA 340).....	70

V.3.1 Calcul de la soudure poutre HEA 340.....	70
V.3.2 Vérification des boulons HR	72
V.4 Calcul des pieds de poteaux (par logiciel ROBOT STRUCTURAL).....	77
V.4.1 Introduction	77
V.5 Assemblage des éléments de contreventement en V.....	79
V.6 Assemblage poteau-poteau (HEB 600 – HEB 600).....	79
CHAPITRE VI : Les fondations	
VI.1 Introduction	81
VI.2 Fonctions assurées par les fondations.....	81
VI.3 Classifications des fondations.....	81
VI.4 Choix de type des fondations	82
VI.5 Calcul des fondations.....	82
VI.6 Choix de type de semelle.....	82
VI.6.1.1 Conclusion.....	82
VI.6. 2 Semelles filantes.....	83
VI.7 Radier général.....	84
Conclusion.....	85

Introduction générale

La construction en charpente métallique commence à avoir une place de plus en plus importante dans le domaine du génie civil en algérie. Au cours de ces dernières années, la stimulation du développement économique et social a nécessité le lancement de différents projets parmi lesquels ; la construction des salles du sports, des bâtiments industriels, et des blocs administratifs. Ces derniers sont le sujet de notre mémoire.

Ce travail s'insère dans l'objectif de respecter et maîtriser les règlements en vigueur, et les techniques des conceptions et des constructions contemporaines dans le domaine.

L'ouvrage étudié est le siège du L'EGSA (Etablissement de Gestion des Services Aéroportuaires) de babezzouar, de treize niveaux (R+10+2sous sols).

Afin de mener à bien notre étude, nous avons organisé notre travail comme suit :

- Le chapitre 1 est consacré aux généralités et la présentation de l'ouvrage.
- Le chapitre 2 porte sur la conception initiale des éléments structuraux.
- Le chapitre 3 est consacré à l'étude climatique sur le site.
- Le chapitre 4 est consacré à l'étude dynamique dans une zone sismique.
- Le chapitre 5 porte sur la vérification des éléments de la structure ou bien l'ossature.
- Le chapitre 6 est consacré à l'étude des assemblages utilisés et leurs vérifications.
- Le chapitre 7 est consacré à généralités sur l'infrastructure et les fondations.

Ce mémoire sera clôturé par une conclusion générale reprenant les principaux points abordés.

CHAPITRE 1 : Généralités

I.1. Introduction

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

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

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

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

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un siège de l'EGSA Etablissement de Gestion des Services Aéroportuaire de Babzeouar en charpente métallique implanté à la wilaya d'ALGER qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon les (**RPA 99 version 2003**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande importance, car il peut accueillir plus de 300 personnes « **groupe IB** ».

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage en question a une forme rectangulaire, il se compose de RDC+10 étages +2 sous-sols avec des décrochements selon les deux directions et en élévation.

- Sous-sols 1 et 2 pour le parking
- RDC aménagé pour la réception et la cuisine principales
- 1^{er} pour le restaurant
- 2^{eme} pour le DRH 1er niveau
- 3^{eme} pour le DRH 2eme niveau
- 4^{eme} pour le directeur commercial
- 5^{eme} pour la direction technique 1^{er} niveau
- 6^{eme} pour la direction technique 2eme niveau
- 7^{eme} pour le DFC
- 8^{eme} pour la direction générale
- 9^{eme} bureau et studio VIP

I.2.2 Caractéristiques géométriques

○ Dimensions en élévation

- Hauteur RDC et 1^{er} étage : 4.08 m
- Hauteur 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10^{eme} étage : 3.74 m
- Hauteur sous-sol 1 et 2 : 2.72 m

○ Dimensions en plan

- Longueur totale (sens longitudinal) : $L = 35.2$ m et à partir le 2^{eme} étage : 23.2m
- Largeur totale (sens transversal) : $B = 33.6$ m et à partir le 2^{eme} étage : 21.6 m

I.2.3 Ossature

En se référant aux **RPA 99 version 2003** qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17 m en **Zone III**, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

I.2.4 Les Planchers

Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, h_t doit être d'au moins **80mm**. L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à **40mm**.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, h_t doit être d'au moins **90mm** et h_c ne doit pas être inférieure à **50 mm**

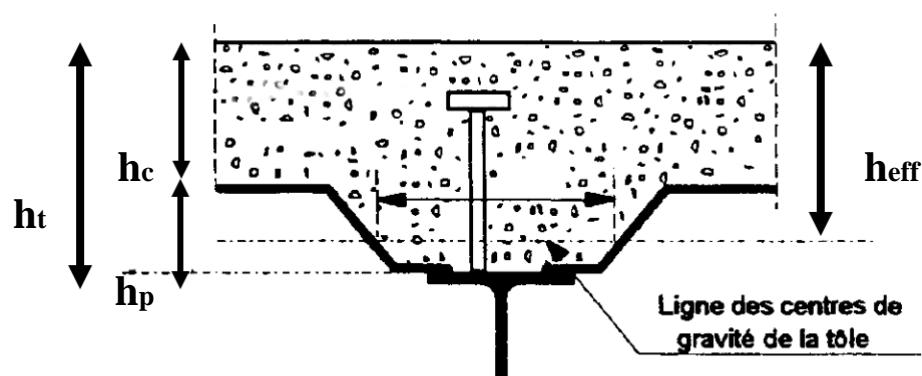


Figure I.1 : coupe du plancher collaborant.

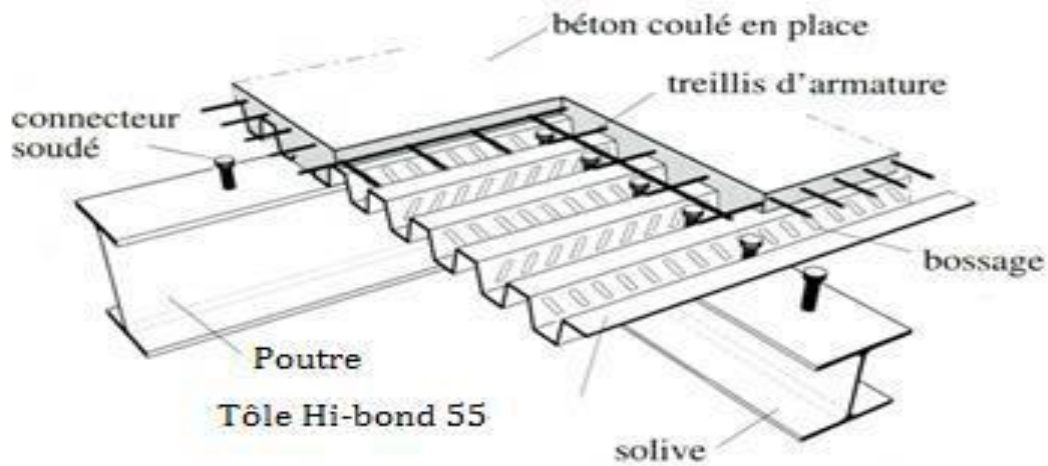


Figure I.2: Conception d'un plancher collaborant.

○ Bac d'acier

Les bacs aciers sont de type **Hi Bond 55**

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

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

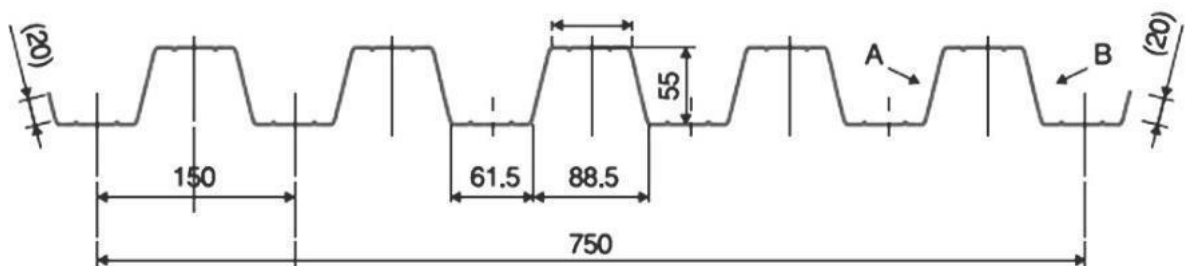


Figure I.3 : Bac d'acier type Hi Bond 55.

- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal

- Les connecteurs

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

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

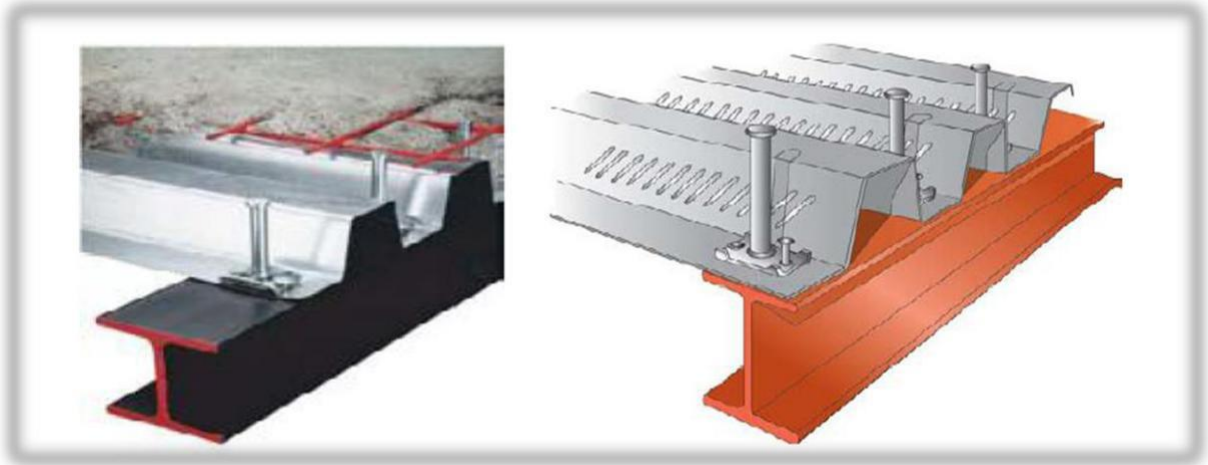


Figure I.4 : Goujon soudée

I.2.5 Escaliers

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.

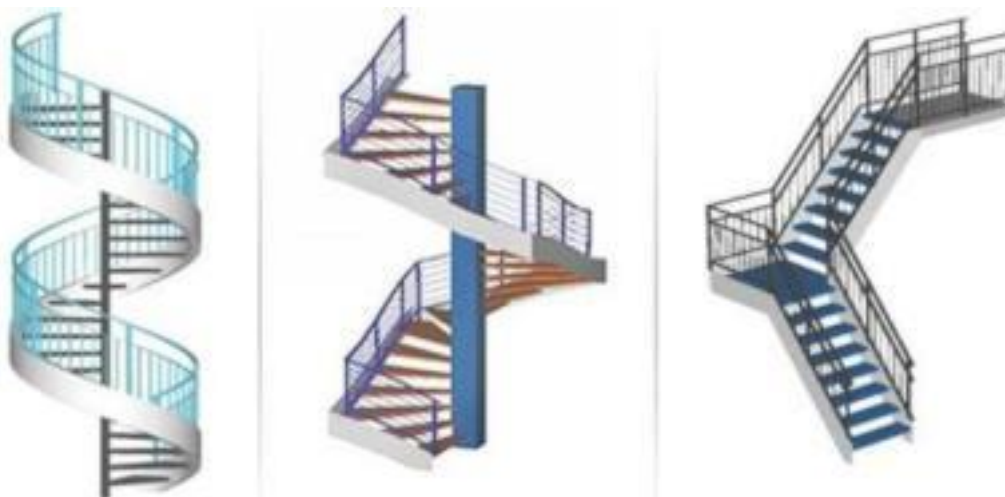


Figure I.5 : escalier en charpente métallique

1.2.6 Les garde-corps métalliques

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

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

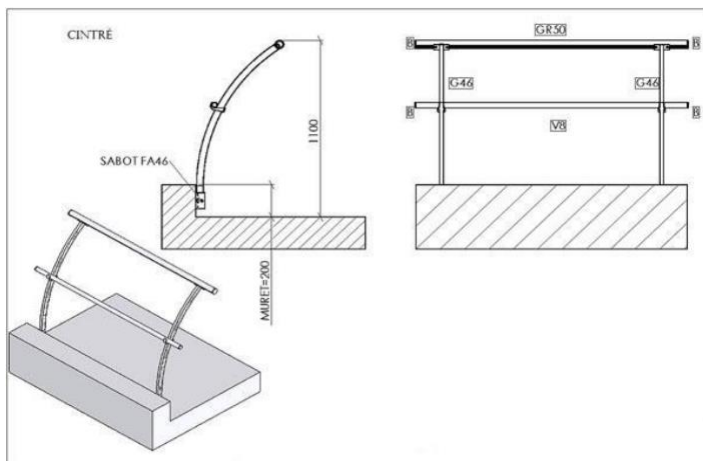


Figure I.6 : garde-corps métallique



1.2.7 Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse et en placoplâtre BA13

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 25 cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et de BA 13 pour la séparation entre les bureaux et les espaces des différentes utilisations.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.3.1 Acier

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

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

Tableau I.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

○ Caractéristiques mécaniques de l'acier

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques

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

I.3.2 Béton

○ Caractéristiques du béton

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation: La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

○ Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

• Module de déformation instantané :

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 :

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

• Module de déformation différé

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

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

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

○ Coefficient de poisson

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

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

CHAPITRE 2 : Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.1. Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ...ect). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planches aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le prédimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

II.2. Les planchers

II.2.1. Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

- **Phase de construction**

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

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

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivants :

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

- **Largeur de la dalle collaborant (Largeur Effective)**

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

$$B_{\text{eff}} = \inf \{ 2.l_0/8 ; b \}$$

Avec : l_0 : longueur libre d'une poutre simplement appuie

b : entraxe entre les poutres

II.3. Estimation des charges des planchers

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

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible

Actions permanentes

Etanchéité.....	= 0.21 kN/m ²
Forme de pente (10cm)	= 2.2 kN/m ²
Isolation thermique (4cm)	= 0.16 kN/m ²
Dalle en béton armé (15cm)	= 3.75 kN/m ²
Bac d'acier HI-BOND 55 (1mm)	= 0.15 kN/m ²
Protection en gravier	= 0.85 kN/m ²
Faux plafond	= 0.20 kN/m ²
Σ G	= 7.52 kN/m²

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

II.3.2. Plancher terrasse accessible

Actions permanentes

Etanchéité.....	= 0.21 kN/m ²
Forme de pente (10cm)	= 2.2 kN/m ²

Isolation thermique (4cm)	= 0.16 kN/m ²
Dalle en béton armé (15cm)	= 3.75 kN/m ²
Bac d'acier HI-BOND 55 (1mm)	= 0.15 kN/m ²
Climatisation	= 0.85 kN/m ²
Faux plafond	= 0.20 kN/m ²
Σ G	= 6.34 kN/m²

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

II.3.3. Plancher courant

Actions permanentes

Distribution cloisons	= 1 kN/m ²
Dalle en béton armé (15cm)	= 3.75 kN/m ²
Bac d'acier HI-BOND 55 (1mm)	= 0.15 kN/m ²
Faux plafond	= 0.20 kN/m ²
Dalle du sols	= 0.30 kN/m ²
Mortier de pose	= 0.40 kN/m ²
Lit de sable	= 0.54 kN/m ²
Σ G	= 6.34 kN/m²

Surcharges d'exploitation **Q = 2.5 kN/m²**

II.4 Prédimensionnement des solives

Les solives sont généralement en **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre les poutres, elles sont articulées.

A leur extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

Dans notre cas, la solive la plus sollicité à une portée **L = 5.4 m** avec un espacement de **2.1 m**.

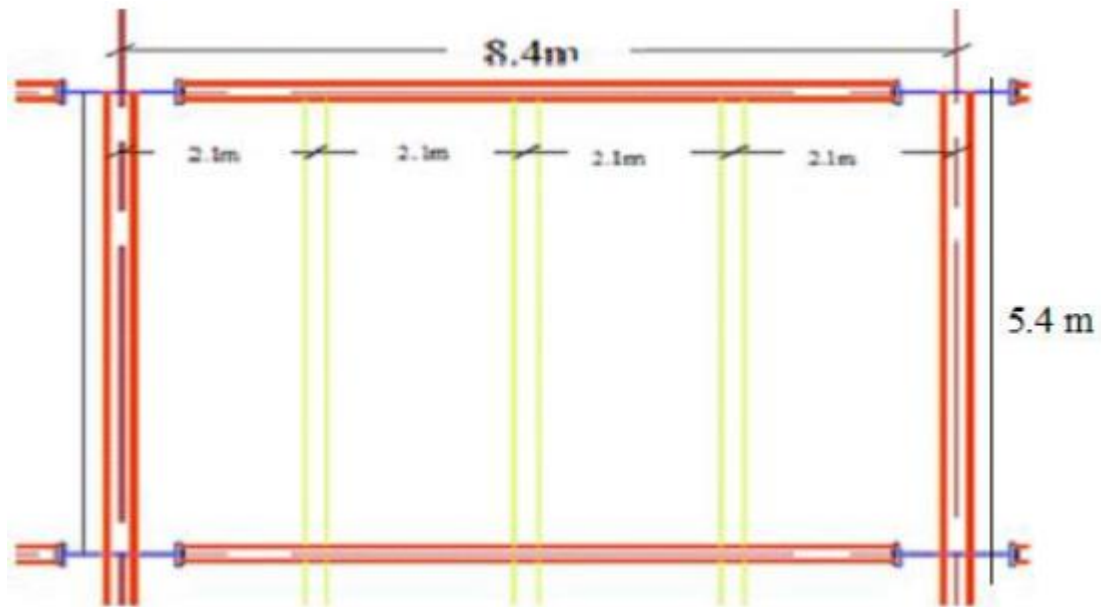


Figure II.1 : schéma des solives

II.4.1 Exemple de calcul (plancher courant)

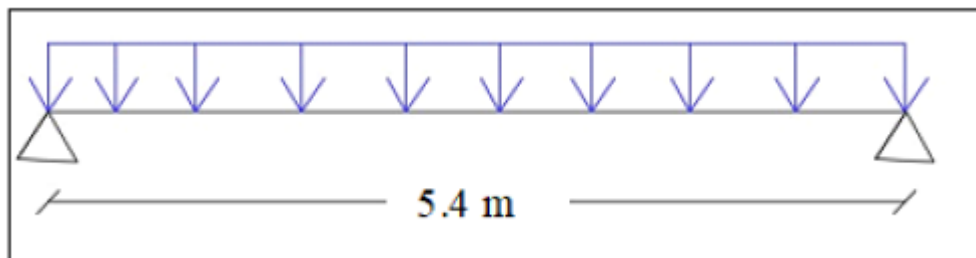


Figure II.2 : Schéma statique de la solive

- Phase de construction

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

- Poids propre du béton frais $G_b = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

➤ Dans cette phase, la solive travaille seul, donc on doit ajouter un appui intermédiaire.

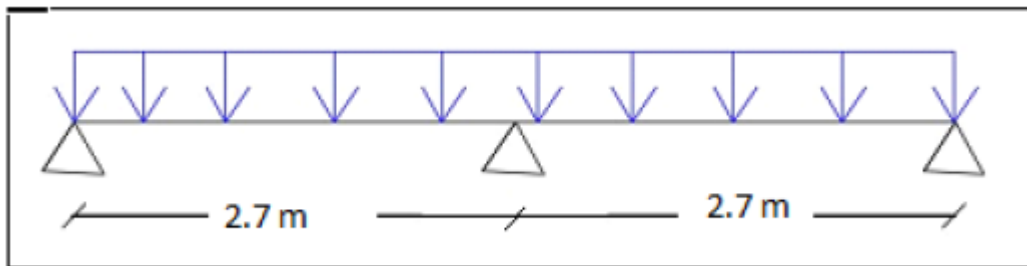


Figure II.3 : Schéma statique de la solive avec l'étaie

On possède par tâtonnement, on prend un **IPE 240**

- **Combinaisons des charges**

- L'entraxe entre les solives est de **2.1 m**

Tableau II.1 : Caractéristiques du profilé IPE 240

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions				Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>W_{pl-z}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
30.7	39.12	240	120	9.8	6.2	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.6 9

ELU

$$Q_u = [1.35 \times (3.75 + 0.15) + (1.5 \times 0.75)] \times 2.1 + (1.35 \times 0.307) = \mathbf{13.83 \text{ KN/ml}}$$

ELS

$$Q_s = [3.75 + 0.15 + 0.75] \times 2.1 + 0.307 = \mathbf{10.1 \text{ KN/ml}}$$

- **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante : $M_{sdy} \leq M_{plrdy}$

$$M_{sd} = \frac{13,83 \times 2,7^2}{8} = 12.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 86,15 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 12.61 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 86.15 \text{ KN.m} \dots$ Condition vérifiée.

- Effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}},$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{13,83 \times 2,7}{2} = 18,67 \text{ KN}$$

Avec : $A_{vy} = A - A_{vz} \rightarrow A_{vy} = 1914.76 \text{ mm}^2$

donc : $V_{plrdy} = 259.78 \text{ KN}$

$V_{sdy} = 18.67 \text{ KN} < V_{plrdy} = 259.78 \text{ KN} \dots$ Condition vérifiée.

- Etude de l'interaction

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \dots\dots\dots, 18.67 \text{ KN} < 129.89 \text{ KN}$$

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

- Vérification de la rigidité

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

Avec

- $Q_s = 10.1 \text{ KN/ml}$.
- $L = 2.7 \text{ m}$.
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.
- $I_y = 3892 \text{ cm}^4$.

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 10.1 \times 2700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 0.86 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2700}{250} = 10.8 \text{ mm}$$

$f^{\max} = 0.86 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10.8 \text{ mm} \Rightarrow$ vérifiées

• Vérification du déversement

On doit vérifier que

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2} \right)}$$

Avec

$$\beta_w = 1 \dots \dots \text{classe I} \quad \text{et} \quad \gamma_{M_1} = 1,1$$

$$M_{sd} \text{ est le moment appliqué} \Rightarrow M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{13,83 \times 2,7^2}{8} = 11,70 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / iz}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \sqrt{C_1} \quad \text{Avec } C_1 = 1,88 \text{ (CCM97.TAB.1.2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2700 / 26,9}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2700 / 26,9}{\frac{240}{9,8}} \right)^2 \right]^{0,25}} \sqrt{1,88} = 80,61$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9 \varepsilon} \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \Rightarrow \chi_{LT} = 0,37$$

Avec α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{rd} = \frac{0,37 \times 86,15 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 31,38 \text{ KN.m}$$

$M_{brd} = 31,38 > M_{sd} = 12,61 \text{ KN.m}$ Donc la condition de déversement est vérifiée

• Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble

- Les charges de la phase finale sont :
 - Poids propre du profilé IPE 240 gp = 0.307 kN/ml
 - Charge permanente Gc = 6.34 kN/m²
 - Surcharge d'exploitation Qc = 2.5 kN/m²

○ **Combinaison des charges**

➤ L'entraxe entre les solives est de **2.1 m**

ELU

$$Q_u = 1,35[(G_c \times 2,1) + g_p] + 1,5 \times Q_c \times 2,1$$

$$Q_u = 1,35[(6,34 \times 2,1) + 0,307] + 1,5 \times 2,5 \times 2,1$$

$$Q_u = 26,26 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$Q_s = [(G_c \times 2,1) + g_p] + Q_c \times 2,1$$

$$Q_s = [(6,34 \times 2,1) + 0,307] + 2,5 \times 2,1$$

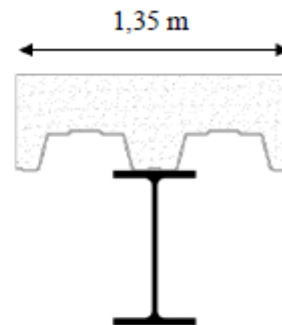
$$Q_s = 14 \text{ KN/ml}$$

• **Largeur participant de la dalle**

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

$$b_{eff} = \inf\left(\frac{2.l_0}{8}; b\right) = \inf\left(\frac{2 \times 5,4}{8}; 2,1\right)$$

$$b_{eff} = 1,35 \text{ m}$$



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

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

$$R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1350 \times 95$$

$$R_{béton} = 1827,56 \text{ KN}$$

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

$$R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 3912$$

$$R_{acier} = 1022 \text{ KN}$$

$$R_{béton} > R_{acier}$$

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

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

$$M_{pl,rd} = 1022 \cdot 10^3 \left[120 + 95 + 55 - \frac{1022 \cdot 10^3 \cdot 95}{2 \cdot 1827,56 \cdot 10^3} \right]$$

$$M_{pl,rd} = 248,79 \text{ KN.m}$$

• **Vérification du moment fléchissant**

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

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{26,26 \cdot 5,4^2}{8} = 95,72 \text{ KN.m}$$

Donc $M_{pl,rd} = 248,79 \text{ KN.m} > M_{sd} = 95,72 \text{ KN.m} \rightarrow$ condition vérifiée

$$r = \frac{95,72}{248,79} = 0,39$$

• **Vérification d'effort tranchant**

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

$V_{pl,rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section

A_v est l'aire de cisaillement

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

$$A_v = 1914 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 1914}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{pl,rd} = 303,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{26,26 \times 5,4}{2} = 70,90 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32,96 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 120,92 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérification du déversement**

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

• **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que : $f^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s l^4}{EI_c} \leq \bar{f}$

Avec :

$$q_s = 14 \text{ KN}$$

$$L = 5,4 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPA}$$

$$v = \frac{A_u}{A_b} = \frac{3912}{1350 \times 95} = 0,0305 \text{ et } m = 15$$

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

$$I_c = \frac{3912 \times (95 + 2 \times 55 + 240)}{4 \times (1 + 15 \times 0,0305)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 3892 \cdot 10^4$$

$$I_c = 4564,89 \text{ cm}^4$$

$$f^{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{14.5400^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4564,89 \cdot 10^4} = 16,17 \text{ mm} < \bar{f} = 21,6 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = \frac{16,17}{21,6} = 0,75$$

• Calcul des connecteurs (connexion totale)

➤ Détermination de P_{rd} (Resistance au cisaillement)

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{ck} E_c}}{\gamma_v} \quad \dots \text{Résistance dans le béton} \\ \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{qui entour le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \dots \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

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

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

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

$\gamma_v = 1,25$.

$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right)$ si $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ et $\alpha = 1$ si $\left(\frac{h}{d}\right) > 4$

Nous avons $\alpha = 1$ car $\left(\frac{95}{19}\right) = 5 > 4$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = \text{inf} (73,13 ; 81,65) = 73,13 \text{ KN}$

➤ Influence de la forme du bac d'acier

La résistance ultime pour les goujons à tête (P_{rd}) donnée par les formules précédentes sont valables dans le cas d'une dalle pleine.

Dans le cas d'une dalle en présence d'un bac d'acier la résistance ultime (P_{rd}) doit être réduite en raison de la forme du bac d'acier.

Le coefficient de réduction (K_t) dépend du sens du bac d'acier par rapport à la poutre principale.

Dans notre cas, on a le Bac d'acier perpendiculaire à la poutre principale

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \begin{cases} \leq 1.0 \rightarrow N_r = 1 \\ \leq 0.8 \rightarrow N_r = 2 \end{cases}$$

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

- b_0 : largeur moyenne de la nervure du bac d'acier. $b_0 = 88.5 \text{ mm}$
- h_p : hauteur de la nervure du bac d'acier $h_p = 55 \text{ mm}$
- h : hauteur du goujon $h = 95 \text{ mm}$
- N_r : nombre de goujon par ligne $N_r = 1$

$$\rightarrow k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88,5}{55} \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0.82 \rightarrow K_t = 0.82$$

Donc $P_{rd} = 59.97 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant repris par les goujons

▪ Détermination de R

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

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) \dots R_L = 1022 \text{ KN}$$

➤ Espacement des connecteurs

L'espacement minimal des connecteurs est $\begin{cases} 5d \text{ dans le sens longitudinal} \\ 4d \text{ dans le sens transversal} \end{cases}$

L'espacement maximal des connecteurs est égale $\text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 6 \times \text{la hauteur de la dalle} \\ \text{ou } 800 \text{ mm} \end{array} \right.$

➤ Nombre des connecteurs

$$N^{bre} = \frac{2R_L}{P_{rd}} = \frac{2 \cdot 1022}{59,97} = 34,08$$

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

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

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

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{5400}{18 - 1} = 317,64 \text{ mm}$$

$$esp = 317,64 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

Donc on prend 36 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 300 mm

II.4.2 Solive de la terrasse inaccessible

- Avec la même méthode de calcul, les résultats pour la solive de la terrasse inaccessible sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Solive de la terrasse inaccessible

Terrasse inaccessible		
$M_{sd} = 90,68 \text{ KN.m}$	$M_{pl,rd} = 248,79 \text{ KN.m}$	Ratio :36,45 %
$V_{sd} = 49,14 \text{ KN}$	$V_{pl,rd} = 303,88 \text{ KN}$	Ratio :16,17 %
$f_{max} = 20,8 \text{ mm}$	$f_{adm} = 21,6 \text{ mm}$	Ratio :96,3 %

- Donc on gardera les mêmes solives **IPE 240** pour tous les planchers

II.5. Prédimensionnement des poutres principales

II.5.1 Plancher courant

Tableau II.3 : Caractéristiques du profilé IPE 400

Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions				Caractéristiques					
		h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
66,3	84,46	400	180	13,5	8,6	23130	1318	1307	229	16,55	3,95

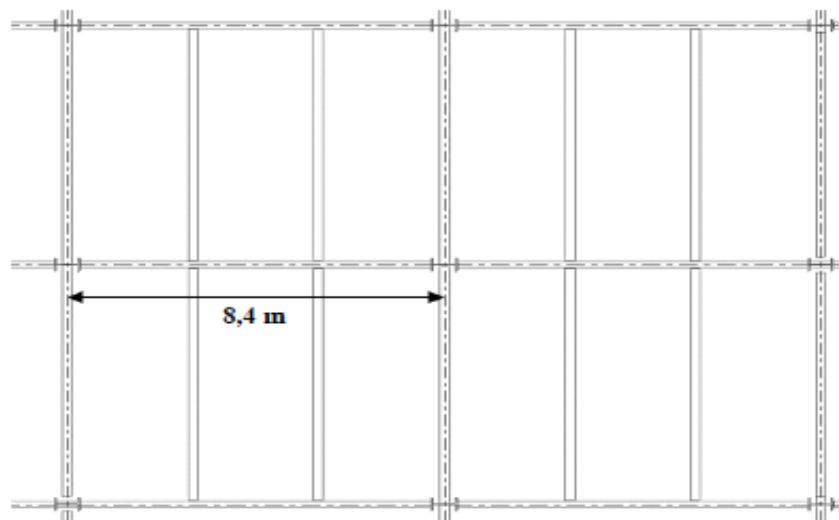


Figure II.4 : Répartition du plancher sur la poutre principale

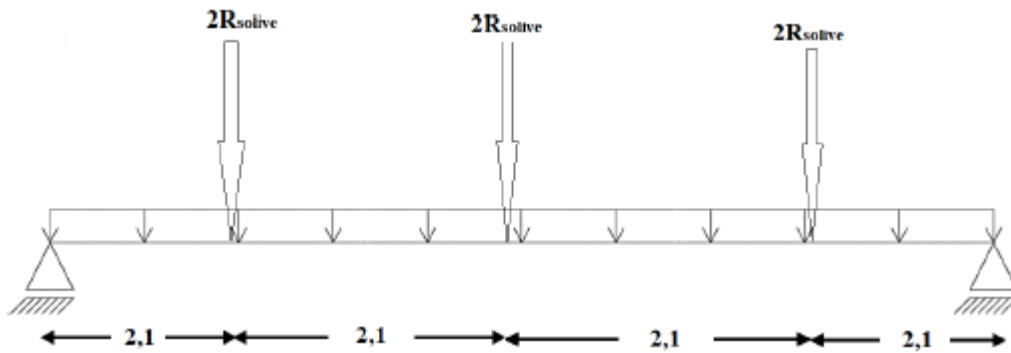


Figure II.5 : Schéma statique de la poutre principale

• Phase de construction

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

- Poids propre du profilé Gp = 0.663 kN/ml
- Poids propre du béton frais Gb = 3.75 kN/m²
- Poids du bac d’acier g = 0.15 kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier) Qc = 0.75 kN/m²

• Calcul des réactions des solives

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

ELU

$$Q_u = 9.76 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$Q_{ser} = 7.104 \text{ KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{13,83 \times 5,4}{2} = 37,34 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{10,1 \times 5,4}{2} = 27,27 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 74,68 \text{ KN} \quad ; \quad R_s = R_1 + R_2 = 54,54 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 74,68 \text{ KN} \quad ; \quad R_s = R_3 + R_4 = 54,54 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 74,68 \text{ KN} \quad ; \quad R_s = R_5 + R_6 = 54,54 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 [g_p + (G_b + g) \times b] + 1,5 \times Q \times b$$

$$Q_u = 1,35 \times [0,663 + (3,75 + 0,15) \times 0,18] + 0,75 \times 0,18 \times 1,5$$

$$Q_u = 2,045 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times b$$

$$Q_{ser} = 0,663 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,18$$

$$Q_{ser} = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

• Position de l'axe neutre plastique

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 8,4}{8} = 2,1 \text{ m} \\ b_0 = 5,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

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

$$R_b = 0,57 \times 25 \times 2100 \times 95 = 2842,87 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2842,87 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 f_y A_s$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 8446$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 2206,52 \text{ KN.}$$

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

➤ L'axe neutre se trouve dans la dalle en béton

➤ Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl,Rd}} = R_s \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{\text{plrd}} = 732,7 \text{ KN.m}$$

• Les vérifications

1. Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl,Rd}}$

Le moment appliqué :

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{9,76 \times 8,4^2}{8} + \frac{74,68 \times 5,14}{2} = 287,72 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl,Rd}} = R_s \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

Avec :

$$R_{\text{Béton}} = 2842,87 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2206,52 \text{ KN}$$

$$h_a = 400 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 732,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 287,72 \text{ KN.m} \leq M_{\text{plrd}} = 732,7 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{287,72}{732,7} = 39,27\%$$

2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd} \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{9,76 \times 8,4}{2} + \frac{3 \times 74,68}{2} = 153,012 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 4269 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 4269}{\sqrt{3} \times 1} = 677,8 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 153,012 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 677,8 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{153,012}{677,8} = 22,57\%$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plrd} = 338,9 \text{ KN}$$

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

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

3. Vérification de la rigidité

$$f^1 = \frac{5 \times q_o \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

Avec

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

Avec :

$$v = 0,042$$

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

$$I_c = 2,518 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times 7,104 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,518 \times 10^{12}} = 8,704 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_o \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 54,54 \times 5400^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4,565 \times 10^7}$$

$$f^2 = 30,08 \text{ mm}$$

$$f^f = f^{\max 1} + f^{\max 2} = 8,71 \cdot 10^{-4} + 30,08 = 30,09 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^c + f^f = 30,09 + 2,79 = 32,88 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = l/250 = 8400/250 = 33,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 32,88 \text{ mm} \leq f_{adm} = 33,6 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II.4 : La poutre de la terrasse inaccessible

Terrasse inaccessible		
Msd = 312,77 KN.m	Mpl,rd = 732,7 KN.m	Ratio : 42,68 %
Vsd = 269,46 KN	Vpl,rd = 677,8 KN	Ratio : 39,75 %
fmax = 39,44 mm	fadm = 33,6 mm	Non vérifiée

- Le profilé **IPE 400** pour les poutres principales n'est suffisant, on doit augmenter le profilé, on choisit **IPE 450** pour tous les étages.

II.6 Calcul des poteaux

II.6.1 Introduction

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

Le prédimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement) suivant **L'Eurocode 3** Partie 1-1.

II.6.2 Poteau central (le plus sollicité)

- La descente des charges

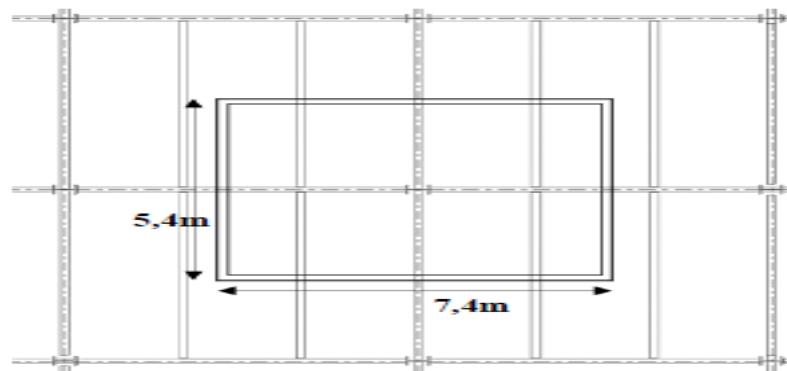


Figure II.6. : Poteau central C3

$$S1 = \left(\frac{8,4}{2} + \frac{6,4}{2} \right) \times 5,4 = 40 \text{ m}^2$$

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

- G (terrasse) = 7,52 KN/m² ; S1 = 40 m²
- G (courant) = 6,34 KN/m² ; L1 = 7,4 m (Lpp)
- Gpp = 0,776 KN/ml (IPE 450) ; L2 = 5,4 m (Lps)
- Gps = 0,361 KN/ml (IPE 270) ; L3 = 5,4 m (Lsolive)
- Gsolive = 0,307 KN/ml (IPE 240) ;

Charge d'exploitation de la terrasse inaccessible : Q₀ = 1 KN/m²

Charge d'exploitation d'étage courant : Q = 2,5 KN/m²

Fy = 275 MPA

On suppose que notre profilé du poteau est de classe 1 ; donc :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Et

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Tableau II.4: La poutre de la terrasse inaccessible

Niveau	G (KN)	Q (KN)	G (cumuler)	Q (cumuler)	Nu (KN)
Terrasse	310,15	40	310,15	40	478,71
9eme	262,95	100	573,1	140	983,69
8eme	262,95	100	836,05	220	1458,67
7eme	262,95	100	1099	280	1903,65
6eme	262,95	100	1361,95	320	2318,63
5eme	262,95	100	1624,9	340	2703,62
4eme	262,95	100	1887,85	340	3058,59
3eme	262,95	100	2150,8	390	3488,58
2eme	262,95	100	2413,75	440	3918,56
1eme	262,95	100	2676,7	490	4348,54

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

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toit ou la terrasse Q_0
 Pour le dernier étage Q
 Pour l'étage immédiatement inférieur $0,90 Q$
 " " " $0,80 Q$.
 et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à $0,50 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants (11).

Donc on peut choisir le profilé pour chaque étage par la loi suivante :

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

- On récapitule les résultats et les profilés dans un tableau

Tableau II.6.2 : Les profilés et les sections des poteaux les plus sollicitant

Niveau	Nu (KN)	A_{nec} (cm ²)	Profilé	Hauteur (m)
Terrasse	478,71	17,41	HEA 100	3,74
9eme	983,69	35,77	HEA160	3,74
8eme	1458,67	53,04	HEA 200	3,74
7eme	1903,65	69,22	HEA 240	3,74
6eme	2318,63	84,31	HEA 260	3,74
5eme	2703,62	98,31	HEB 240	3,74
4eme	3058,59	111,22	HEA 300	3,74
3eme	3488,58	126,85	HEB 280	3,74
2eme	3918,56	142,49	HEA 360	4,08
1er	4348,54	158,13	HEA 400	4,08

- Vérifications

On va vérifier la résistance du poteau de RDC (niveau1) HEA 400

Tableau II.6.3 : les caractéristiques du profilé HEA 400

Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions				Caractéristiques					
		h mm	b mm	t _r mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
125	159	390	300	19	11	45070	8564	2562	872,9	16,84	7,34

- La vérification au 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.

On doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Donc,

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

Avec :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45070 \times 10^4}{159 \times 10^2}} = 168,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4080 \times 1}{168,4} = 24,23$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{8564 \times 10^4}{159 \times 10^2}} = 73,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4080 \times 1}{73,4} = 55,58$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 24,23 \\ \lambda_z = 55,58 \end{cases}$$

Donc, l'axe de flambement est l'axe Z-Z

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec :

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

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

$$\lambda_1 = 93,91 \times 0,92 = 86,4$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{55,58}{86,4} = 0,64 > 0,2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

On doit vérifier que $N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1,2 et 3)}$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2, t_f = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{courbe « b »} \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 (1 + 0.34(0,64 - 0.2) + 0,64^2) = 0.78$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.78 + \sqrt{0.78^2 - 0.64^2}} = 0,81$$

$$N \leq 0.81 \times 1 \times 15900 \times \frac{275}{1.1} = 3219,75 \text{ KN}$$

4348,54 KN \geq 3219,75 KN **Condition non vérifiée**

Donc on va changer le profilé, on choisit le **HEA 450** pour le RDC

Tous les résultats des calculs du flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.6.4 : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.

Niveau	H [m]	Profil	Nsd [kN]	Nb,Rd [kN]	Ratio (%)
Terrasse	3,74	<i>HEA 100</i>	478,71	584,1	81,95
9 ^{ème}	3,74	<i>HEA160</i>	983,69	1066,175	92,26
8 ^{ème}	3,74	<i>HEA 200</i>	1458,6	1480,33	98,53
7 ^{ème}	3,74	<i>HEA 240</i>	1903,65	2113,1	91,36
6 ^{ème}	3,74	<i>HEA 260</i>	2318,63	2387,55	97,11
5 ^{ème}	3,74	<i>HEB 240</i>	2703,62	2915	92,74
4 ^{ème}	3,74	<i>HEA 300</i>	3058,59	3093,75	98,86
3 ^{ème}	3,74	<i>HEB 280</i>	3488,58	3613,5	96,54
2 ^{ème}	4,08	<i>HEA 360</i>	3918,56	3927	99,78
1 ^{er}	4,08	<i>HEA 450</i>	4348,54	4450	97,72

CHAPITRE 3 : Etude dynamique en zone sismique

III.1 Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

III.2 Étude sismique

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

III.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué 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 différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribués 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).

III.2.2 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage de bureau (masse source).
- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers

III.3 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 accélérogrammes.

III.3.1 La méthode statique équivalente

○ Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

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

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

III.3.2 La méthode modale spectrale

○ Principe

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

○ Analyse spectrale

• Utilisation des spectres de réponse

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

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

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

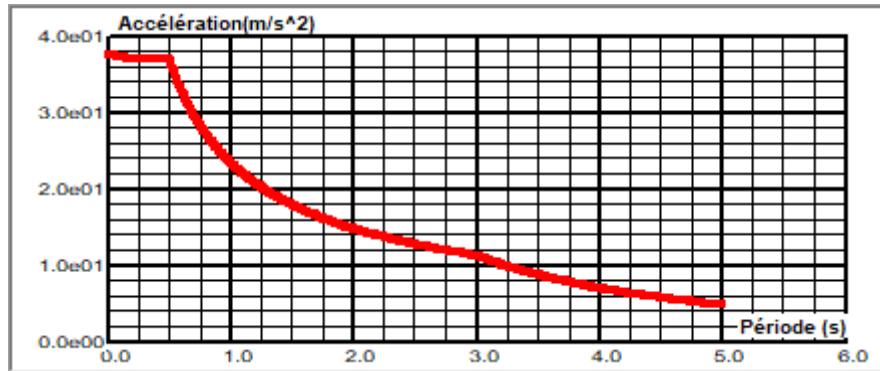


Figure III.1 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

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

Q : Facteur de qualité

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

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

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

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = 0,8V_{st} / V_{dyn}$

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

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : **IB**
 - Zone sismique : **III**
- } → **A = 0.3**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

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

$$\text{Catégorie } S_3 \Rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$\text{Et } \eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Avec $\xi = 4\%$ (Portique en acier léger) $\Rightarrow \eta = 1.08$ (**Tableau 4.2 des RPA99/version 2003**).

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

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min\left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}\right)$$

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

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

$$h_N = 38.08 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} D_x = 35,2 \text{ m} \\ D_y = 33,6 \text{ m} \end{cases}$$

- $T = Ct \times h^{3/4} = 0.05(38,08)^{3/4} = 0,77$ dans les deux directions.

$$\begin{cases} \text{Suivant la direction (x-x)} & T_x = 0,09 \times \frac{38,08}{\sqrt{35,2}} = 0,577s \\ \text{Suivant la direction (y-y)} & T_y = 0,09 \times \frac{38,08}{\sqrt{33,6}} = 0,591s \end{cases}$$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0,77, 0,577) = 0,577 \text{ sec} ; 1,3T_x = 0,75 \text{ sec}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0,77, 0,591) = 0,591 \text{ sec} ; 1,3T_y = 0,77 \text{ sec}$$

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

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

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2,5\eta (T_2/1.3T_x)^{2/3} = 2,5 \cdot 1,08 (0,5/0,75)^{2/3} = 2,06 \\ D_y = 2,5\eta (T_2/1.3T_y)^{2/3} = 2,5 \cdot 1,08 (0,5/0,77)^{2/3} = 2,02 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) des RPA 99 v2003**.

On a choisi un R = 3 (Ossature contreventée par palées triangulées en V et en X)

Q : facteur de qualité

$$\text{La valeur de Q déterminée par la formule : } Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau III.1 : Facteur de qualité

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

$$Q//xx = 1 + (0+0+0.05+0.05+0+0) = \mathbf{1.10}$$

$$Q//yy = 1 + (0+0+0.05+0.05+0+0) = \mathbf{1.10}$$

- **Vérification des déplacements latéraux inter étages**

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

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

$$\text{être vérifiée : } \Delta_K^x \leq \overline{\Delta_{adm}^x} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \overline{\Delta_{adm}^y}$$

Où : **he** représente la hauteur de l'étage.

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

III.4 Résultats de l'analyse sismique

III.4.1 Modèle 1

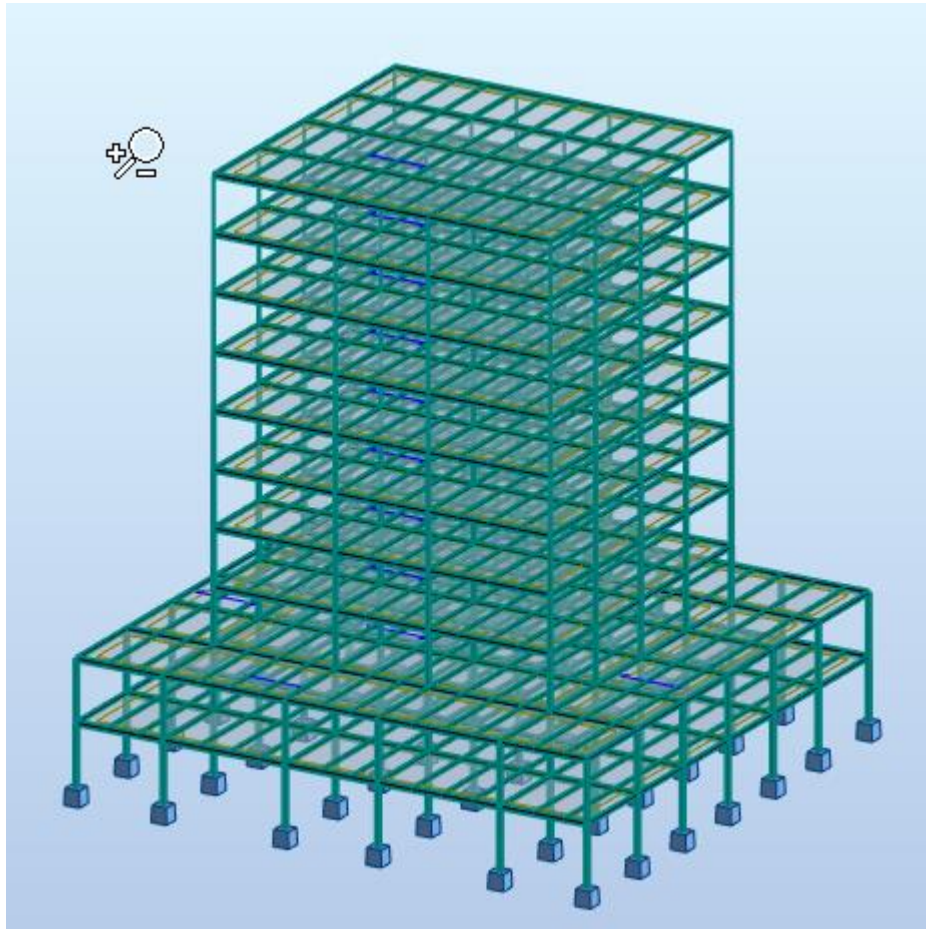


Figure III.2 : Vue 3D du 1^{er} modèle

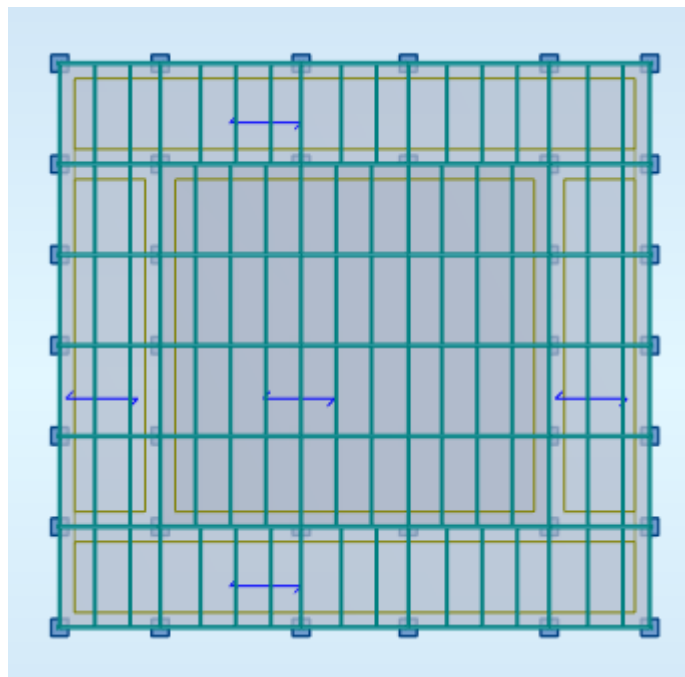


Figure III.3 : Vue en plan du 1^{er} modèle

○ **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 7,49$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode selon Y-Y et du **17^{ème}** selon X-X

Tableau III.2 : Participation massique du modèle initial

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	7.49	0.00	49.20	0.00	49.20
2	4.79	49.87	49.20	49.87	0.00
3	4.72	49.87	49.20	0.00	0.00
4	3.34	49.87	65.47	0.00	16.27
5	2.11	65.10	65.47	15.23	0.00
6	2.10	65.10	75.07	0.00	9.60
7	2.08	65.10	75.07	0.00	0.00
8	1.54	65.10	83.64	0.00	8.57
9	1.31	74.25	83.64	9.15	0.00
10	1.30	74.25	83.64	0.00	0.00
11	1.22	74.25	90.53	0.00	6.89
12	0.97	74.25	93.93	0.00	3.41
13	0.96	74.25	93.93	0.00	0.00
14	0.96	82.90	93.93	8.65	0.00
15	0.80	82.90	93.93	0.00	0.00
16	0.76	82.90	95.38	0.00	1.44
17	0.76	90.06	95.38	7.17	0.00

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe X
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de Z

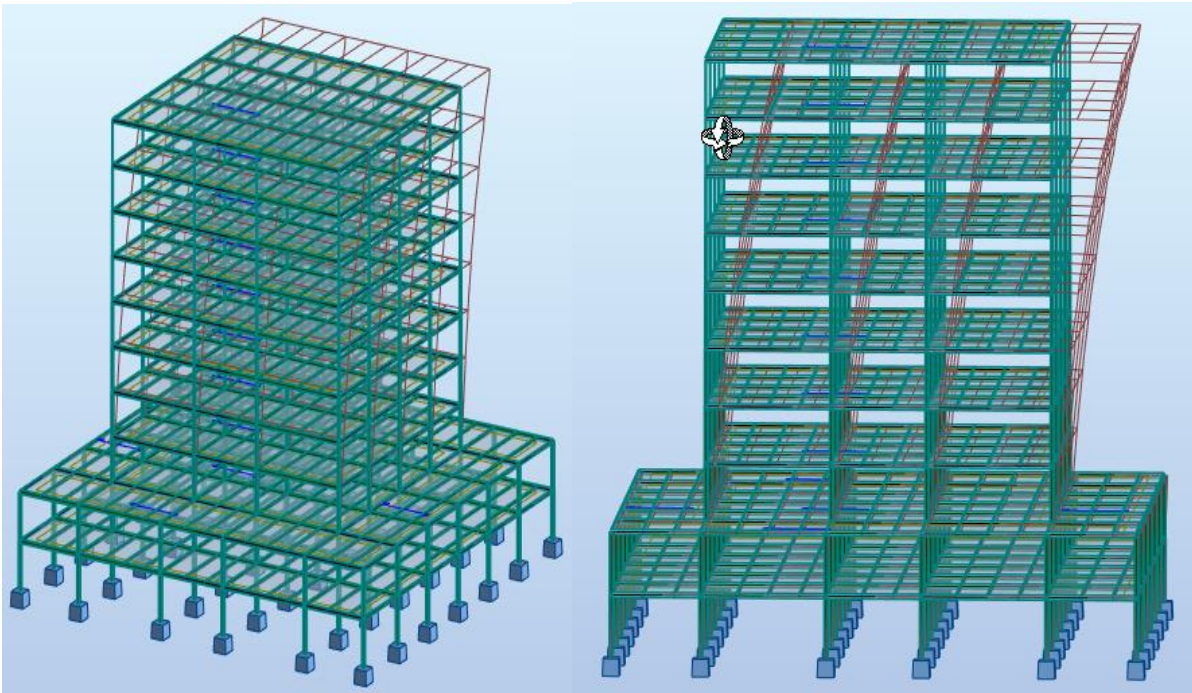


Figure III.4 : 1^{er} mode Translation selon Y

Figure III.5 : 2^{ème} mode Translation selon X

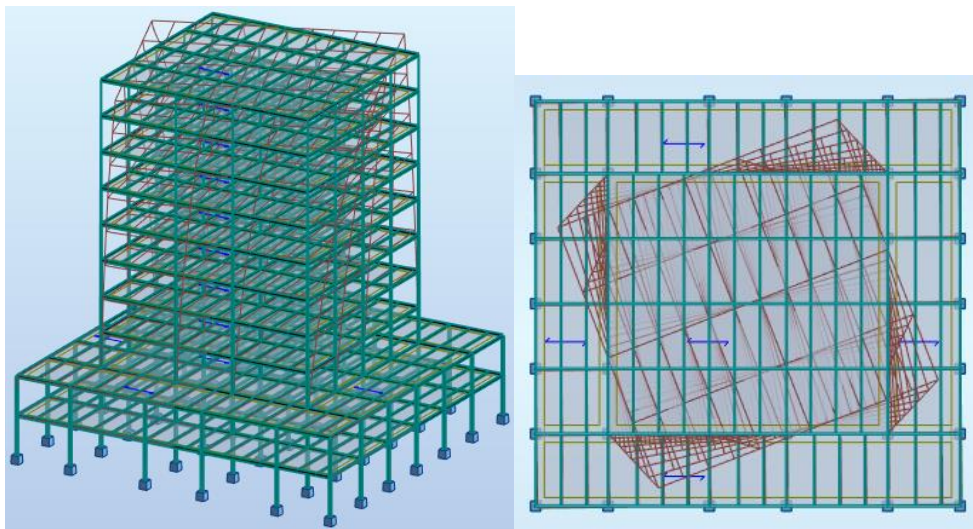


Figure III.6 : 3^{ème} mode Torsion autour de Z

III.4.2 Model 2

Commentaire :
on a ajouté des cv en Y profilés tubulaires rectangulaires 250x100x12, dans les angles à cause de l'existence des fenêtres, pour essayer de stabilisé notre structure, qui a des décrochements selon les deux axes et en élévation à partir le 2eme étage.

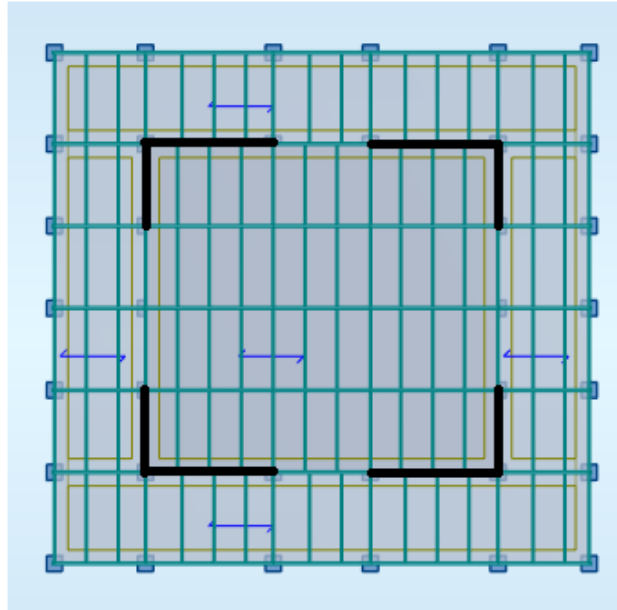


Figure III.7 : Vue en plan du 2^{ème} modèle

○ **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 2,20$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème}** mode.

Tableau III.3 : Participation massique du 2^{ème} modèle

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2.20	0.00	61.19	0.00	61.19
2	1.74	66.53	61.19	66.53	0.00
3	1.13	66.53	61.19	0.00	0.00
4	0.82	66.53	88.78	0.00	27.59
5	0.69	86.63	88.78	20.11	0.00
6	0.51	86.63	88.78	0.00	0.00
7	0.47	86.63	95.75	0.00	6.97
8	0.44	86.63	95.75	0.00	0.00
9	0.43	94.26	95.75	7.63	0.00

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de Z

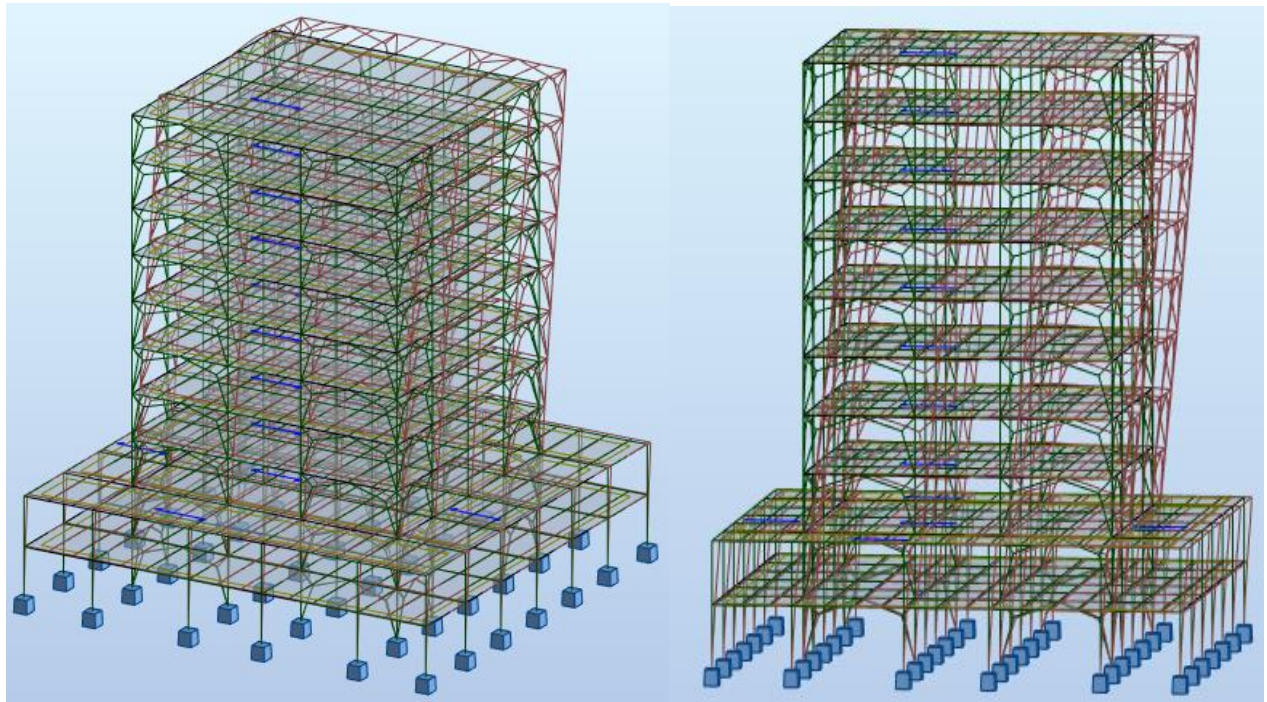


Figure III.8 : 1^{er} mode Translation selon Y-Y Figure III.9 : 2^{ème} mode Translation selon X-X

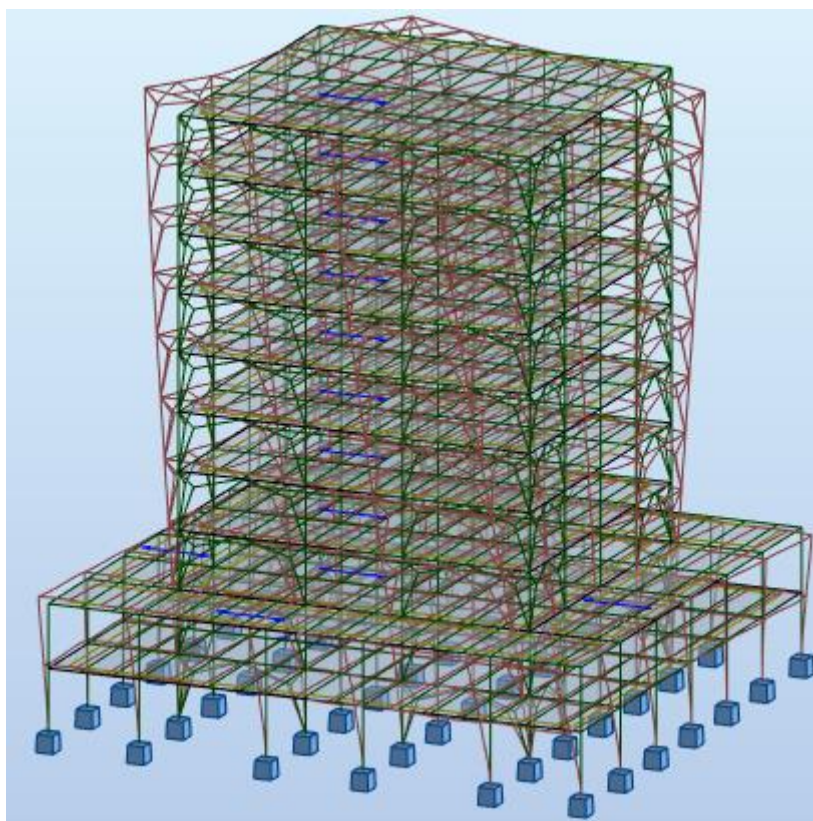


Figure III.10 : 3^{ème} mode Torsion autour de Z

○ **Résultantes des forces sismiques**

$$\mathbf{W} = 47245,11 \text{ KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{0,3 \cdot 2,06 \cdot 1,1}{3} \times 47245,11 = 10705,74 \text{ KN} \\ V^y = \frac{0,3 \cdot 2,02 \cdot 1,1}{3} \times 47245,11 = 10497,39 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant à la base par le logiciel ROBOT 2018

$$F_1 = V_t^x = 6002,36 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 5459,24 \text{ KN}$$

Donc si on calcule le ratio, on va trouver :

$$r_x = \frac{0,8V_x}{V_t^x} = \frac{8564,6}{6002,36} = 1,43 > 1$$

$$r_y = \frac{0,8V_y}{V_t^y} = \frac{8397,92}{5459,24} = 1,54 > 1$$

○ **Vérification des déplacements inter étage**

$\Delta_{adm} = 4,08 \text{ cm}$ (RDC et 1^{er} étage)

$\Delta_{adm} = 3,74 \text{ cm}$ (2^{ème} jusqu'à 10^{ème} étage)

Tableau III.4 : déplacements inter étage

Étage	H _{étage} (m)	Δx (cm)	Δy (cm)	$\Delta x \times R$ (cm)	$\Delta y \times R$ (cm)
Terrasse	3,74	1,0	2,7	3,0	8,1
9ème	3,74	1,4	2,9	4,2	8,7
8ème	3,74	1,7	2,9	5,1	8,7
7ème	3,74	1,9	2,8	5,7	8,4
6ème	3,74	2,0	2,7	6,0	8,1
5ème	3,74	2,0	2,5	6,0	7,5
4ème	3,74	2,0	2,2	6,0	6,6
3ème	3,74	1,9	1,9	5,7	5,7
2ème	3,74	1,9	2,2	5,7	6,6
1er	4,08	1,5	1,8	4,5	5,4

Vue que les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure, on va ajouter plus des contreventements de forme X dans ou on n'a pas des fenêtres dans les deux sens, avec un noyau métallique central en V, on va obtenir une structure plus rigide et plus stable

III.4.3 Model 3

Commentaire :

On a ajouté des contreventements centraux comme un noyau central, en V pour libérer la porte d'entrée des escaliers et d'ascenseur, et des contreventements à l'extérieur en X, car on n'a pas des ouvertures dans le milieu des deux sens de la structure. Tous les contreventements de la structure sont du même profilé tubulaire rectangulaire « 250.100.12 ».

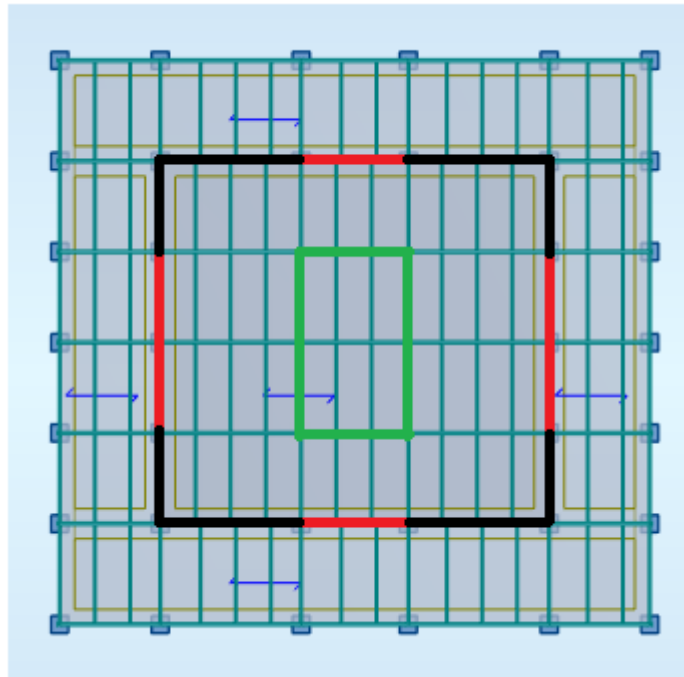


Figure III.11 : Vue en plan du 3ème modèle

○ **Caractéristiques dynamique propres du 3^{ème} modèle**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,13$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **7^{ème}** mode.

Tableau III.5 : Participation massique du modèle 3

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	1,13	73,20	0,00	73,20	0,00
2	1,09	74,30	76,94	0,00	71,58
3	1,00	76,41	78,51	0,00	0,00
4	0,98	77,94	82,88	1,53	4,37
5	0,94	86,81	86,05	8,87	3,16
6	0,90	88,07	94,69	1,26	8,64
7	0,88	90,27	94,81	2,20	0,13
8	0,86	91,60	94,82	1,32	0,01
9	0,84	93,24	96,64	1,65	1,81
10	0,82	96,09	97,45	0,00	0,00

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y-Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de Z

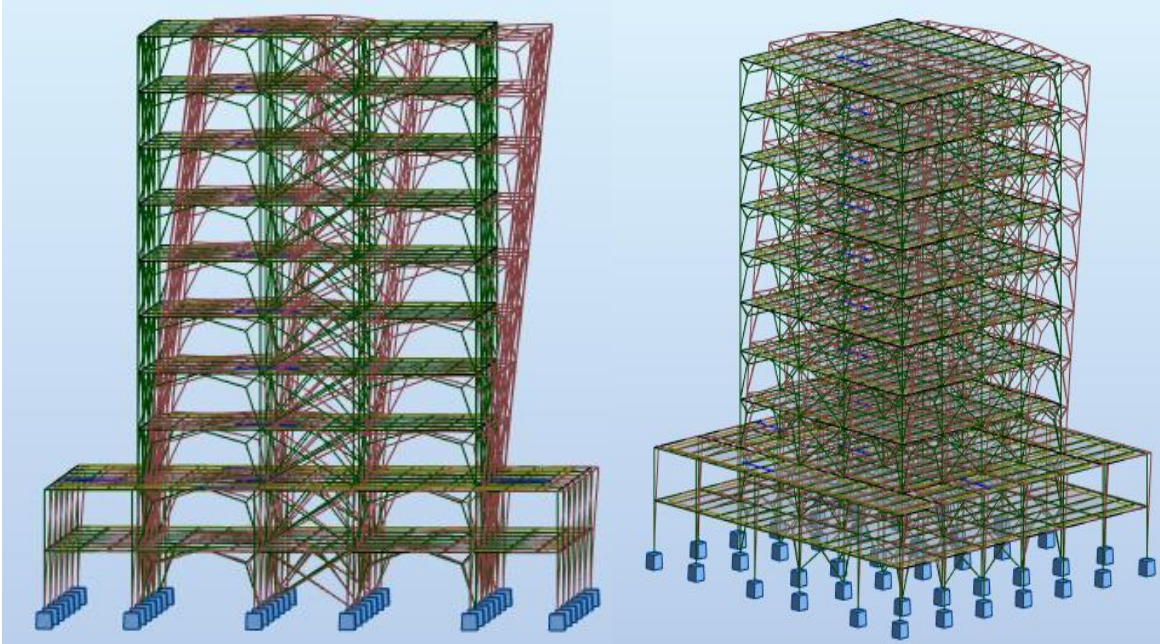


Figure III.12 : Mode 1 Translation X-X **Figure III.13 :** Mode 2 Translation Y-Y

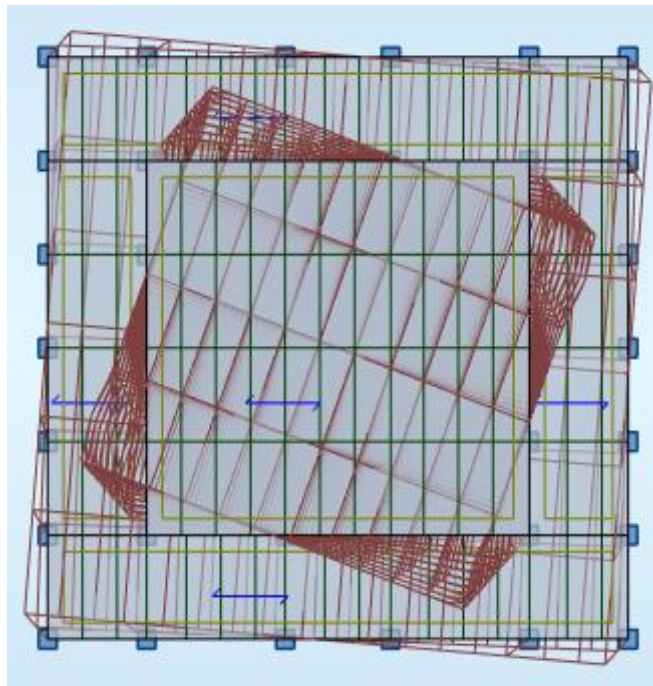


Figure III.14 : Mode 3 Torsion autour de Z

○ **Résultantes des forces sismiques**

$$W = 49012.08 \text{ KN} \left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{0,3 \cdot 2,06 \cdot 1,1}{3} \times 49012.08 = 11106,13 \text{ KN} \\ V^y = \frac{0,3 \cdot 2,02 \cdot 1,1}{3} \times 49012.08 = 10890,48 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort Tranchant à la base à partir ROBOT 2018 est :

$$F_1 = V_t^x = 7281,61 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 6981,02 \text{ KN}$$

$$r_x = \frac{0,8V_x}{V_t^x} = \frac{8884,91}{7281,61} = 1,22 > 1$$

$$r_y = \frac{0,8V_y}{V_t^y} = \frac{8712,4}{6951,02} = 1,26 > 1$$

○ **Vérification des déplacements inter étage**

$$\Delta_{\text{adm}} = 4,08 \text{ cm (RDC et 1}^{\text{er}} \text{ étage)}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = 3,74 \text{ cm (2}^{\text{ème}} \text{ jusqu'à 10}^{\text{ème}} \text{ étage)}$$

Tableau III.6 : déplacements inter étage

Étage	H _{étage} (m)	Δx (cm)	Δy (cm)	Δx × R(cm)	Δy × R(cm)
Terrasse	3,74	1,1	0,8	3,3	2,4
9ème	3,74	1,1	0,8	3,3	2,4
8ème	3,74	1,1	0,8	3,3	2,4
7ème	3,74	1,1	0,8	3,3	2,4
6ème	3,74	1,1	0,8	3,3	2,4
5ème	3,74	1,1	0,8	3,3	2,4
4ème	3,74	1,0	0,7	3,0	2,1
3ème	3,74	0,9	0,6	2,7	1,8
2ème	3,74	0,9	0,6	2,7	1,8
1er	4,08	0,6	0,5	1,8	1,5

Les déplacements inter étage sont vérifier à tous les niveaux.

il faut augmenter la rigidité des poteaux pour la vérification de l'effort tranchant à la base.

III.4.4 Model 4

On a augmenté la rigidité des poteaux par changer les profilés, et après plusieurs essais, on a eu :

Poteaux : HEB 500 pour le 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

HEB 550 pour le 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage

HEB 600 pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage

Poutres : HEA 340 pour les poutres principales

HEA 280 pour les poutres secondaires

NB : pour les poteaux C3, D3, C5, D5 de RDC et 1^{er} étage qu'ils reprennent le noyau central, on a choisi des profilés différent, car ils sont les plus sollicités, « on va voir ces détails dans le chapitre de vérification des éléments », donc :

C3, D3, C5, D5 de 1^{er} étage : HEB 650

C3, D3, C5, D5 de 2^{ème} étage : 2 HEA 550

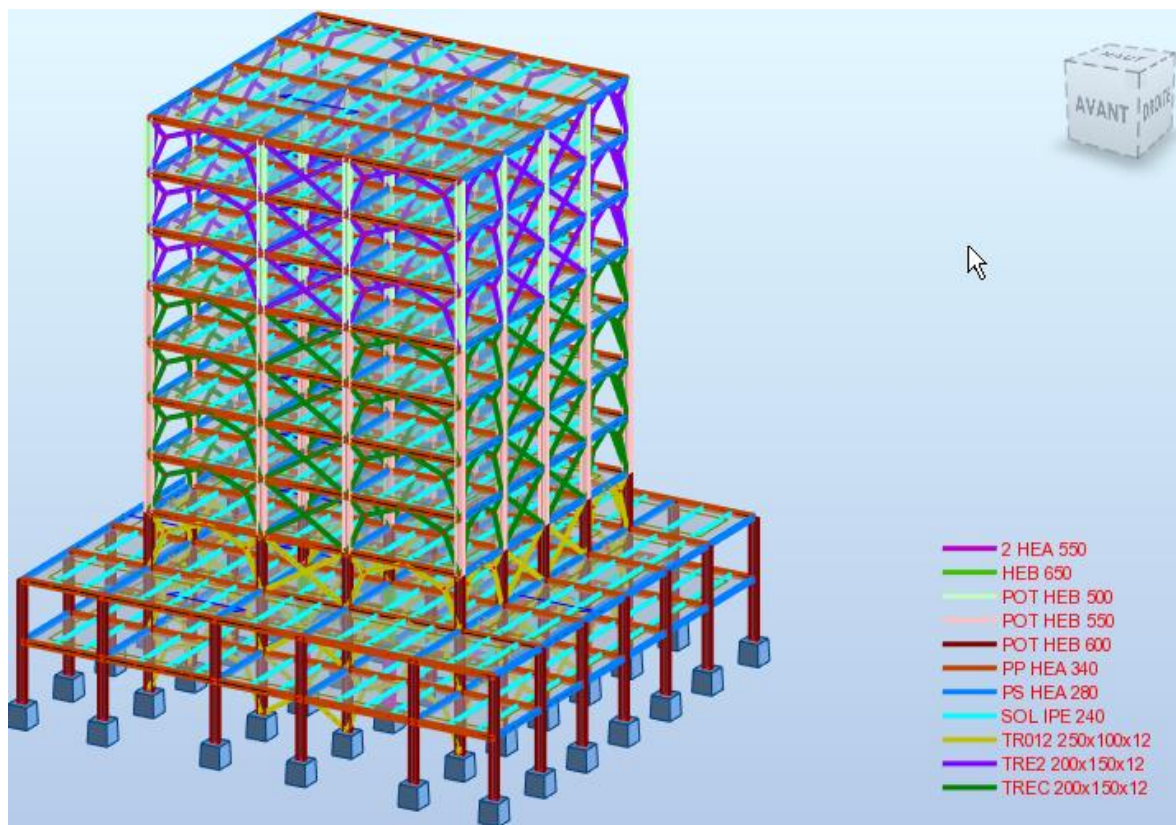


Figure III.15 : Vue en 3D du modèle final

- **Caractéristiques dynamique propres du modèle final**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,89$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **23^{ème}** mode.

Tableau III.7 : Participation massique du modèle final

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.89	65.88	0.06	65.88	0.06
2	0.77	65.96	67.44	0.08	67.38
3	0.53	66.06	68.03	0.10	0.59
4	0.30	87.01	68.13	20.95	0.10
5	0.28	87.12	90.20	0.11	22.07
6	0.22	87.12	90.20	0.00	0.00
7	0.22	87.12	90.42	0.00	0.22
8	0.20	87.50	90.42	0.38	0.00
9	0.20	87.50	90.42	0.00	0.00
10	0.20	87.50	90.93	0.00	0.50
11	0.20	87.51	91.13	0.01	0.21
12	0.19	87.52	91.14	0.01	0.00
13	0.19	87.52	91.14	0.00	0.00
14	0.19	87.80	91.14	0.29	0.00
15	0.18	87.81	91.14	0.01	0.00
16	0.18	87.82	92.07	0.00	0.93
17	0.18	87.82	92.07	0.00	0.00
18	0.18	88.51	92.08	0.69	0.01
19	0.18	88.52	92.08	0.01	0.01
20	0.18	88.65	92.08	0.13	0.00
21	0.18	88.70	92.08	0.05	0.00
22	0.18	88.72	82.22	0.02	0.13
23	0.18	90.81	92.22	2.09	0.00

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y-Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de Z

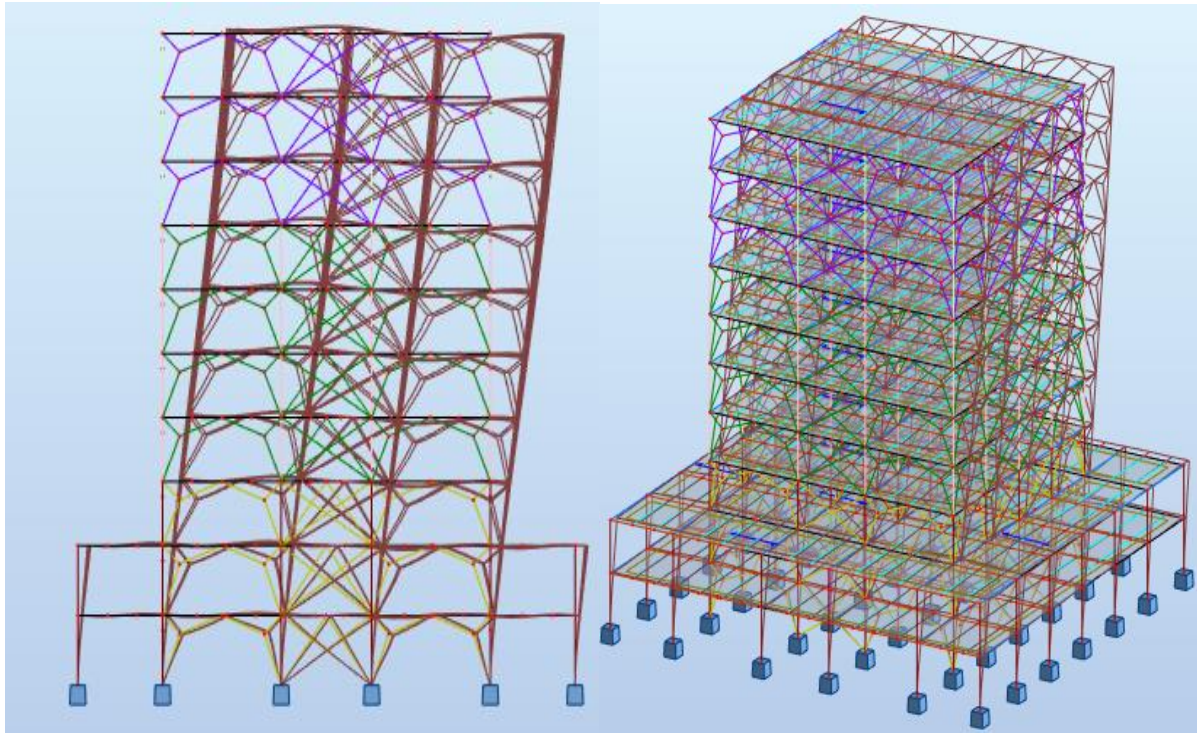


Figure III.16 : Mode 1 Translation s X-X

Figure III.17 : Mode 2 Translation Y-Y

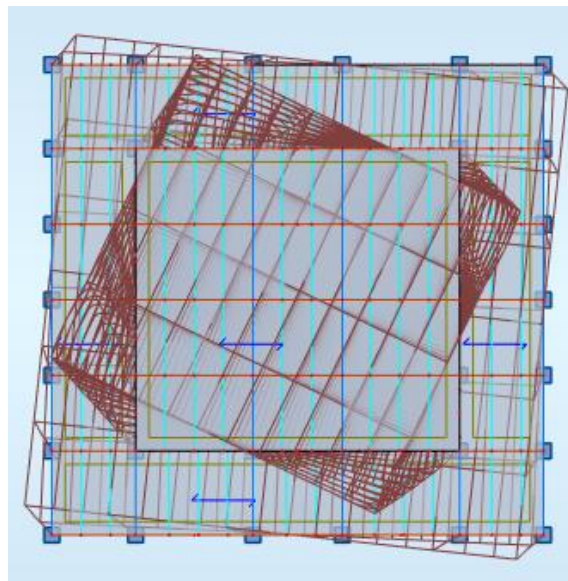


Figure III.18 : Mode 3 Torsion autour de Z

○ **Résultantes des forces sismiques**

$$W = 50107,30KN \left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{0,3 \cdot 2,06 \cdot 1,1}{3} \times 50107,30 = 11354,31KN \\ V^y = \frac{0,3 \cdot 2,02 \cdot 1,1}{3} \times 50107,30 = 11133,84KN \end{array} \right.$$

L'effort Tranchant à la base à partir ROBOT 2018 est :

$$F_1 = V_t^x = 9298,53 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 10243,95 \text{ KN}$$

Donc, le ratio va être :

$$r_x = \frac{0,8V_x}{V_t^x} = \frac{9083,44}{9298,53} = 0,97 > 1$$

$$r_y = \frac{0,8V_y}{V_t^y} = \frac{8907,072}{10243,95} = 0,86 > 1$$

- **Vérification des déplacements inter étage**

$\Delta_{adm} = 4,08 \text{ cm}$ (RDC et 1^{er} étage)

$\Delta_{adm} = 3,74 \text{ cm}$ (2^{ème} jusqu'à 10^{ème} étage)

Tableau III.8 : déplacements inter étage

Etage	H _{étage} (m)	Δx (cm)	Δy (cm)	$\Delta x \times R$ (cm)	$\Delta y \times R$ (cm)
Terrasse	3,74	0,5	0,5	1,5	1,5
9ème	3,74	0,6	0,5	1,8	1,5
8ème	3,74	0,7	0,6	2,1	1,8
7ème	3,74	0,8	0,6	2,4	1,8
6ème	3,74	0,8	0,6	2,4	1,8
5ème	3,74	0,8	0,6	2,4	1,8
4ème	3,74	0,8	0,6	2,4	1,8
3ème	3,74	0,7	0,6	2,1	1,8
2ème	3,74	0,7	0,6	2,4	1,8
1er	4,08	0,5	0,5	1,5	1,5

Donc, les profilés qu'on a choisi pour les poteaux, les poutres et les contreventements des différents types, avec la bonne disposition des contreventements sans toucher le plan architectural, sont bons et toutes les conditions sont vérifiées.

- **Vérification des conditions du facteur de comportement R**

Suivant l'article 3.4.9 des **RPA99/version 2003**, dans le cas des ossatures contreventées par palées triangulées concentriques, la structure complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales, et à partir le paragraphe 8.4, nos palées respectent les dispositions, sachant que ce système de contreventement valable juste pour les bâtiments de 33m de hauteur ou de 10 niveaux.

○ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

- A partir le tableau suivant des effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés :

Tableau III.9 : Vérification de l'effet P-delta $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_h} \leq 0,1$

Etage	Hk [m]	Pk [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	Θx	Θy
Terrasse	3,74	4378,57	1875,05	1926,97	0,5	0,5	0,003	0,003
9ème	3,74	8316,16	3300,98	3452,84	0,6	0,5	0,004	0,003
8ème	3,74	12253,75	4424,56	4715,20	0,7	0,6	0,005	0,004
7ème	3,74	16200,22	5313,53	5742,38	0,8	0,6	0,006	0,05
6ème	3,74	20146,70	6055,59	6586,72	0,8	0,6	0,007	0,004
5ème	3,74	24093,17	6705,85	7306,26	0,8	0,6	0,007	0,005
4ème	3,74	28039,64	7284,07	7941,16	0,8	0,6	0,008	0,005
3ème	3,74	31995,27	7784,22	8496,98	0,7	0,6	0,007	0,006
2ème	3,74	40974,50	8765,92	9584,26	0,7	0,6	0,008	0,006
1er	4,08	50107,30	9298,60	10243,7	0,5	0,5	0,006	0,005

CHAPITRE 4 : Vérification des éléments de l'ossature

IV.1 Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

Le flambement : La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés 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.

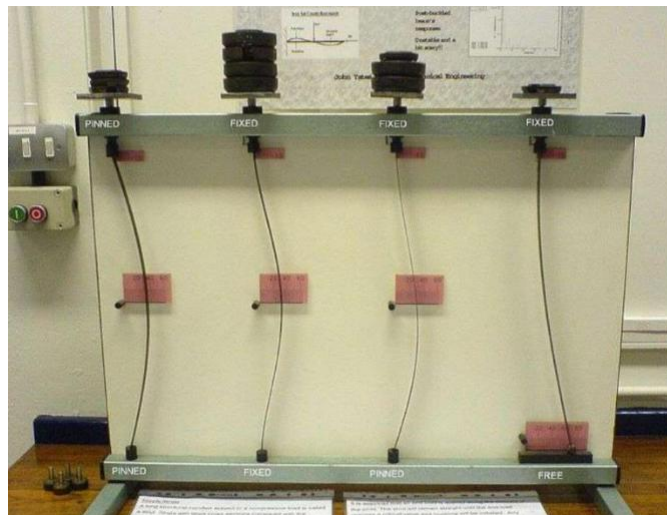


Figure IV.1 Phénomène du flambement

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

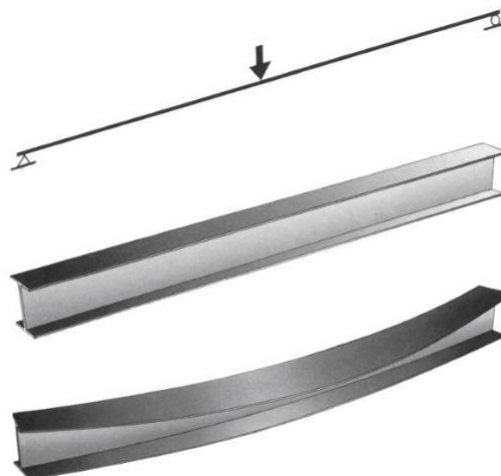


Figure IV.2 Phénomène du déversement

IV.2 Vérification de la stabilité

IV.2.1 Vérification des poteaux

- **Procédure de calcul**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Une compression maximale et un moment correspondant
- Un moment maximal et une compression correspondante

- **Poteau Composé et standard**

Dans notre structure, on a utilisé des poteaux composées 2HEA dans les poteaux C3, D3, C5, D5 du RDC, et pour les autres poteaux des différents niveaux, on a utilisé des poteaux standard (mélaminés) en HEB.

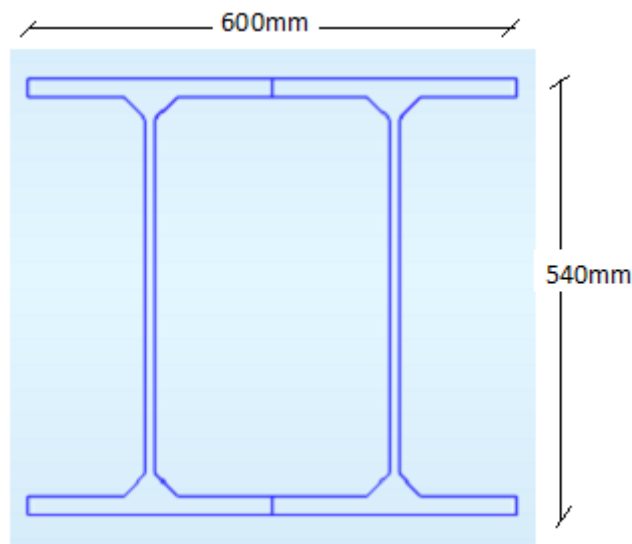


Figure IV.3 Section composée 2 HEA 550

- **Combinaisons de charges**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

• Les étapes de la vérification du flambement par flexion

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

Pour les sections de classe 1 et 2 :

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

Avec :

χ_{\min} Est la plus petite valeurs entre χ_y et χ_z

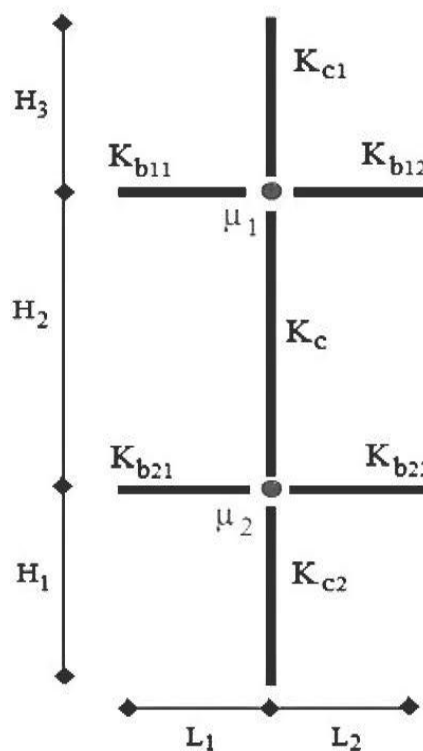


Figure IV.4 : La rigidité du poteau concerné

Les efforts internes tiré du logiciel :

$$\begin{aligned}
 N_{sd \max} &= -2919,61 \text{ KN} & N_{sd \text{ correspondant}} &= 2815,41 \text{ KN} & N_{sd \text{ correspondant}} &= 1378,11 \text{ KN} \\
 M_{y \text{ correspondant}} &= -416,09 \text{ KN.m} & M_{y \max} &= -457,25 \text{ KN.m} & M_{y \text{ correspondant}} &= -43,65 \text{ KN.m} \\
 M_{z \text{ correspondant}} &= -1,44 \text{ KN.m} & M_{z \text{ correspondant}} &= 17,64 \text{ KN.m} & M_{z \max} &= 25,68 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

• Propriétés du RDC (2 HEA 550)

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométrique et mécanique du 2 HEA 550

Désignation <i>n</i>	<i>G</i> kg/m	<i>A</i> cm ²	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>Wel-y</i> cm ³	<i>Wel-z</i> cm ³	<i>Wpl-y</i> cm ³	<i>Wpl-z</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
2 HEA 550	332	423,6	223800	21640	8292	1442,6	9244	2214	45,98	14,30

Notre profilé est de la 1^{ère} classe

• Selon l'axe Y-Y

$$\beta_{My} = 1,8 - 1,7\psi_y \rightarrow \psi_y = \frac{-68,91}{-457,04} = 0,15 \rightarrow \beta_{My} = 1,545$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{Lfy}{93,9 \cdot \varepsilon}$$



Donc, on doit calculer la rigidité du poteau et de poutre avec les formules suivantes :

$$K_{cy} = \frac{I_y(2HEA550)}{Hc} = \frac{223800 \cdot 10^4}{4080} = 548529,41 \text{ mm}^3$$

$$K_{by} = \frac{I_y(HEA340)}{Lb} = \frac{27690 \cdot 10^4}{8400} = 32964,28 \text{ mm}^3$$

$$\text{Et } \eta_1 = \frac{2 \cdot 548529,41}{2 \cdot 548529,41 + 2 \cdot 32964,28} = 0,94 \text{ et } \eta_2 = 0 (\text{encastrement})$$

Lorsqu'on termine ces opérations, on peut calculer la longueur de flambement Lf :

$$Lfy = \left[\frac{1 + 0,145 \times \eta_1}{2 - 0,364 \times \eta_1} \right] \times Hc = 2796,47 \text{ mm}$$

Aussi, on peut calculer :

$$\bar{\lambda}_y = 0,07 < 0,2 \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,34 \times (0,07 - 0,2) + 0,07^2 \right] = 0,48$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) = -0,0637$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times Nsd}{\chi_y \times A \times f_y} = 0,99$$

- Selon l'axe Z-Z

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 1,7\psi_z \rightarrow \psi_z = \frac{-1,11}{-8,20} = 0,135 \rightarrow \beta_{My} = 1,57$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{Lfz}{i_z}}{93,9 \cdot \varepsilon}$$

Donc, on doit calculer la rigidité du poteau et de poutre avec les formules suivantes :

$$\eta_1 = 0,67$$

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

$$Lfz = \left[\frac{1 + 0,145 \times \eta_1}{2 - 0,364 \times \eta_1} \right] \times Hc = 2549,01 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,2 \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2 \right] = 0,52$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 1$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) = -0,172$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times Nsd}{\chi_z \times A \times f_y} = 0,99$$

On a calculé tous les paramètres nécessaires pour la condition :

$$\frac{2919,61 \cdot 10^3}{42360 \cdot 275} + \frac{0,99 \cdot 416,09 \cdot 10^6}{9244 \cdot 10^3 \cdot 275} + \frac{0,99 \cdot 1,44 \cdot 10^6}{2214 \cdot 10^3 \cdot 275} = 0,45 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

il faut aussi vérifier le déversement dans ce cas, il faut :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma m_1}} + \frac{K_{LT} \times M_y, sd}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma m_1}} + \frac{K_z \times M_z, sd}{\frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma m_1}} \leq 1$$

Avec :

$$\lambda_{LT} = \frac{k.L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{k.L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}} \quad (\text{la méthode simplifiée})$$

$K = K_w = 0,5$pour les classes 1et 2

L (2 HEA550) = 4080 mm

$i_z = 143$ mm

$C1 = 2,609$

$H = 540$ mm

$t_f = 24$ mm

Donc,

$\lambda_{LT} = 8,87$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w} = 0,096 < 0,4$$
.....pas de risque de déversement

On a récapitulé les résultats du poteau li plus sollicité de chaque étage dans les 3 cas dans le tableau suivants :

Tableau IV.2 : Résultats de la vérification des poteaux

Niv	Cas	Profilé	N _{sd} (kN)	M _{ysd} (KN.m)	M _{z.sd} (KN.m)	$\overline{\lambda}_y$	$\overline{\lambda}_z$	χ_{min}	K_y	K_z	Note < 1
RDC	1	2HEA550	6819,59	-400	15,25	0,20	0,28	0,96	0,92	0,46	0,74
	2		4249,39	-405,90	3,44	0,20	0,28	0,96	0,92	0,46	0,70
	3		427,70	-36,76	21,08	0,20	0,28	0,96	0,92	0,46	0,29
1étage	1	HEB 650	5566,87	72,51	0,19	0,17	0,67	0,80	0,54	0,76	0,81
	2		188,11	-247,22	1,13	0,17	0,67	0,80	0,54	0,76	0,27
	3		199,17	-97,79	48,31	0,17	0,67	0,80	0,54	0,76	0,19
2étage	1	HEB 600	4514,68	-245,27	1,00	0,17	0,61	0,83	0,53	0,72	0,86
	2		4514,68	-245,27	1,00	0,17	0,61	0,83	0,53	0,72	0,86
	3		2097,21	-104,64	25,85	0,17	0,61	0,83	0,53	0,72	0,45
3étage	1	HEB 550	3606,86	-203,95	1,32	0,19	0,60	0,84	0,53	0,74	0,77
	2		3606,86	-203,95	1,32	0,19	0,60	0,84	0,53	0,74	0,77
	3		2114,84	-114,83	26,96	0,19	0,60	0,84	0,53	0,74	0,40
4étage	1	HEB 550	2887,35	-27,80	0,95	0,19	0,60	0,84	0,53	0,78	0,65
	2		1375,33	-205,14	-11,66	0,19	0,60	0,84	0,53	0,78	0,57
	3		1678,33	-49,03	26,26	0,19	0,60	0,84	0,53	0,78	0,51
5étage	1	HEB 550	2437,02	-125,06	0,92	0,19	0,60	0,84	0,52	0,82	0,46
	2		1142,56	-204,26	12,92	0,19	0,60	0,84	0,52	0,82	0,30
	3		1309,84	-94,29	28,16	0,19	0,60	0,84	0,52	0,82	0,32
6étage	1	HEB 550	1954,62	-10,88	0,86	0,19	0,60	0,84	0,53	0,85	0,38
	2		892,77	-217,63	12,13	0,19	0,60	0,84	0,53	0,85	0,27
	3		991,45	-34,36	29,18	0,19	0,60	0,84	0,53	0,85	0,25
7étage	1	HEB 500	1460,01	-93,06	0,76	0,20	0,59	0,84	0,52	0,88	0,30
	2		666,57	-217,32	-9,21	0,20	0,59	0,84	0,52	0,88	0,19
	3		739,74	-45,40	29,85	0,20	0,59	0,84	0,52	0,88	0,17

8étage	1	HEB 500	973,39	-82,79	0,64	0,20	0,59	0,84	0,99	0,63	0,21
	2		423,08	-173,53	-3,58	0,20	0,59	0,84	0,99	0,63	0,15
	3		445,05	-47,47	29,08	0,20	0,59	0,84	0,99	0,63	0,13
9étage	1	HEB 500	486,91	-81,79	0,63	0,20	0,59	0,84	0,99	0,66	0,14
	2		268,52	-346,20	15,29	0,20	0,59	0,84	0,99	0,66	0,16
	3		340,04	-27,87	47,20	0,20	0,59	0,84	0,99	0,66	0,12

IV.2.2.1. Vérification de la poutre principale

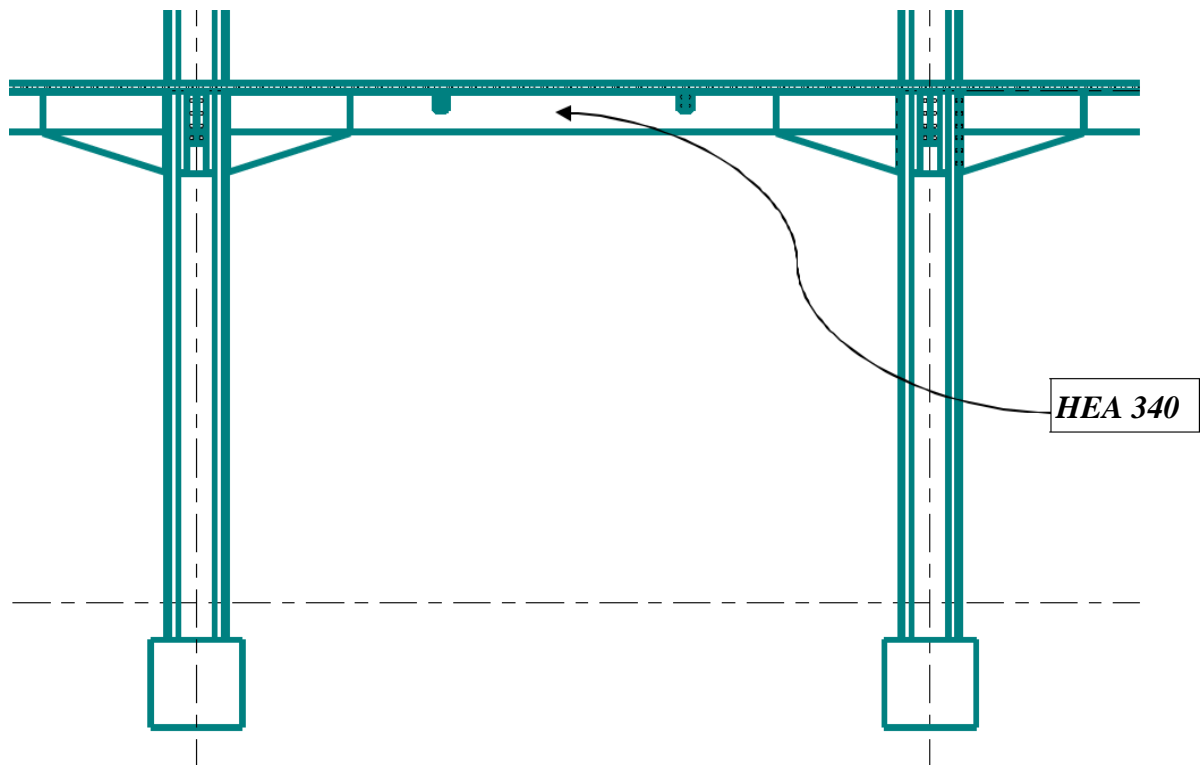


Figure IV.5 : schémas de la poutre principale

Tableau IV.3 : Caractéristique géométrique et mécanique de la poutre HEA340

	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	iz cm
HEA 340	105	13350	330	300	16.5	27690	7436	1850	755,9	44,95	7,46

$$\text{On à : } \begin{cases} M_{sd} = -121,39 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{sd} = 48,21 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Vérifications de la résistance**

- **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 2826,25 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 3487,68 \text{ KN}$$

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

$$R_w = 0,9 \times f_y \times A_w = 698,32 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} > R_w}$$

Donc, le moment fléchissant va être :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \times \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_{\text{béton}} \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right) = 865,16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Avec :

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{275 \cdot 44,95 \cdot 10^2}{\sqrt{3}} = 713,67 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant car $V_{sd} < 0,5V_{plr}$

- **Remarque Pour la vérification au déversement**

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

IV.2.3. Vérification des paliers de stabilité

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

- **Les palées en X** dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
 - **Les palées en V** dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.
- Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

IV.2.3.1 Vérification des palées en (X) TR 250x100x12

Efforts interne tirés de **Autodesk Robot Structural Analysis 2018**, on considère l'effort le plus défavorable dans les barres Constituantes du X.

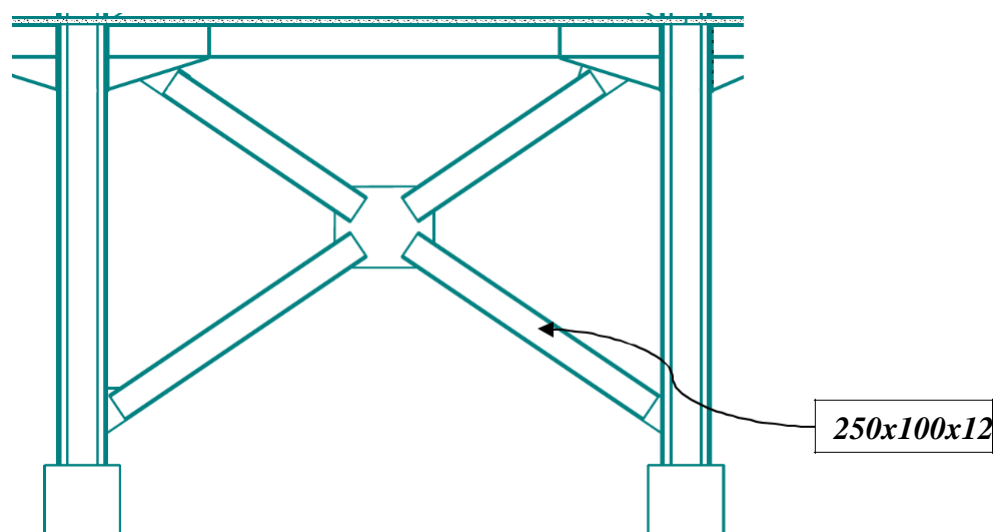


Figure IV.6 Les systèmes de contreventements en X

Tableau IV.4 : Caractéristique géométrique et mécanique de 250x100x12

Désignation	G kg/ml	A mm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
TR 250x100x12	52,93	7379	5036	1154	11,6	9,94

- **Vérification à la traction**

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

On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{t,rd}$

- N_{sd} : Effort normal maximum (traction).
- N_{trd} : Effort normal plastique du **(TR 250x100x12)**

$$\text{Avec : } N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7379.275}{1} = 2029,23 \text{ KN}$$

$$\text{Et } N_{sd} = 895 \text{ KN}$$

Alors $N_{sd} = 895 \text{ KN} < N_{t,rd} = 2029,23 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$

- **Vérification à la compression**

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité **(250x100x12)**

$$N_{sd} = - 810 \text{ KN}$$

- Selon **Y-Y**

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{7600}{116} = 65,52$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{65,52}{93,9.0,92} = 0,76$$

$$\alpha_y (\text{courbe C}) = 0,49$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,926$$

$$\chi_y = 1 / \left[\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right] = 0,69$$

- Selon **Z-Z**

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{7600}{94,9} = 80,08$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{80,08}{93,9.0,92} = 0,93$$

$$\alpha_y (\text{courbe C}) = 0,49$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1,11$$

$$\chi_y = 1 / \left[\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right] = 0,58$$

Avec : $N_{brd} = \chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$ et χ_{\min} et la petite valeur entre χ_x et χ_y

Donc $N_{brd} = 0,58 \cdot \frac{7379,275}{1,1} = 1070 \text{ KN} > N_{sd}(\text{compression}) = 810 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$

IV.2.3.2. Vérification des palées en (Y) TR 250.100.12

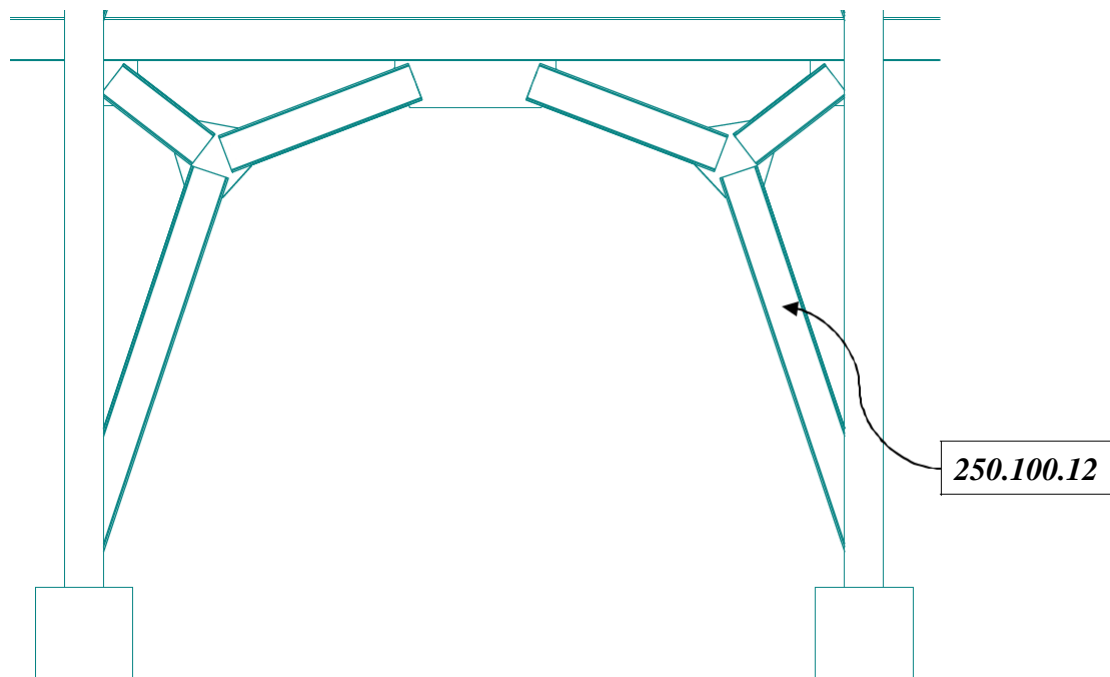


Figure IV.7 : Contreventements en Y

Efforts interne tirés de **Autodesk Robot Structural Analysis 2018**, on considère l'effort le plus défavorable dans les barres constituantes du Y.

- **Vérification à la traction**

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

On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{trd}$

$N_{sd} = 855 \text{ KN} < N_{trd} = 2029 \text{ KN} \dots \text{condition vérifier}$

- **Vérification à la compression**

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilités TR 250.100.12

$N_{sd} = -855 \text{ KN}$,

Donc :

- Selon **Y-Y**

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{3190}{116} = 27,5$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{27,5}{93,9.0,92} = 0,31$$

$$\alpha_y(\text{courbe C}) = 0,49$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,575$$

$$\chi_y = 1 / \left[\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right] = 0,94$$

- Selon **Z-Z**

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{3190}{94,9} = 33,61$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33,61}{93,9.0,92} = 0,4$$

$$\alpha_z(\text{courbe C}) = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,63$$

$$\chi_z = 1 / \left[\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right] = 0,9$$

$$N_{brd} = 0,9 \cdot \frac{7379.275}{1,1} = 1660 \text{ KN} > N_{sd}(\text{compression}) = 855 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

IV.2.3.3. Vérification des palées en (V) TR 250.100.12

Efforts interne tirés de **Autodesk Robot Structural Analysis 2018**, on considère l'effort le plus défavorable dans les barres constituantes du V.

- **Vérification à la traction**

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

On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{trd}$

$N_{sd} = 1076 \text{ KN} < N_{trd} = 2029 \text{ KN}$condition vérifier

- **Vérification à la compression**

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilités TR 250.100.12

$N_{sd} = -996 \text{ KN}$,

donc :

- Selon **Y-Y**

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{5190}{116} = 44,74$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{44,74}{93,9,0,92} = 0,52$$

$$\alpha_y(\text{courbe C}) = 0,49$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,71$$

$$\chi_z = 1 / \left[\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right] = 0,63$$

- Selon **Z-Z**

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{5190}{94,4} = 54,98$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{54,98}{93,9,0,92} = 0,64$$

$$\alpha_z(\text{courbe C}) = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,81$$

$$\chi_z = 1 / \left[\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right] = 0,54$$

$$N_{brd} = 0,54 \cdot \frac{7379,275}{1,1} = 996,2 \text{ KN} > N_{sd}(\text{compression}) = 995,54 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

- On a fait une capture d'écran sur les résultats de la vérification des palées de stabilités, qu'ils sont faites par logiciel ROBOT STRUCTURAL 2018

Tableau IV.5 : Résultats de la vérification des palées de stabilité

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
2813 Barre_2813	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.98	9 GQ1.25Ey
2814 Barre_2814	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.98	9 GQ1.25Ey
2754 Barre_2754	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.96	9 GQ1.25Ey
2751 Barre_2751	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.95	9 GQ1.25Ey
2812 Barre_2812	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.93	9 GQ1.25Ey
2811 Barre_2811	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.92	9 GQ1.25Ey
2833 Barre_2833	OK	TR012 250x10	ACIER	62.77	131.12	0.91	6 GQ1.25Ex
2794 Barre_2794	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.91	9 GQ1.25Ey
2793 Barre_2793	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.91	9 GQ1.25Ey
2834 Barre_2834	OK	TR012 250x10	ACIER	62.77	131.12	0.90	6 GQ1.25Ex
873 Barre_873	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.90	6 GQ1.25Ex
761 Barre_761	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.89	6 GQ1.25Ex
879 Barre_879	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.89	6 GQ1.25Ex
792 Barre_792	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.89	6 GQ1.25Ex
837 Barre_837	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.88	6 GQ1.25Ex
2791 Barre_2791	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.87	9 GQ1.25Ey
751 Barre_751	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.87	6 GQ1.25Ex
2757 Barre_2757	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.87	9 GQ1.25Ey
2756 Barre_2756	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.87	9 GQ1.25Ey
2792 Barre_2792	OK	TR012 250x10	ACIER	81.93	171.14	0.87	9 GQ1.25Ey
885 Barre_885	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.86	6 GQ1.25Ex
798 Barre_798	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.86	6 GQ1.25Ex
750 Barre_750	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.86	6 GQ1.25Ex
872 Barre_872	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.86	6 GQ1.25Ex
756 Barre_756	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.86	6 GQ1.25Ex
836 Barre_836	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.86	6 GQ1.25Ex
762 Barre_762	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.86	6 GQ1.25Ex
793 Barre_793	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.86	6 GQ1.25Ex
880 Barre_880	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.86	6 GQ1.25Ex
874 Barre_874	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.85	6 GQ1.25Ex
791 Barre_791	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.85	6 GQ1.25Ex
878 Barre_878	OK	TREC 200x15	ACIER	40.41	50.60	0.85	6 GQ1.25Ex
743 Barre_743	OK	TR012 250x10	ACIER	38.60	80.63	0.84	6 GQ1.25Ex
845 Barre_845	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.84	6 GQ1.25Ex
755 Barre_755	OK	TREC 200x15	ACIER	44.15	55.29	0.84	6 GQ1.25Ex
724 Barre_724	OK	TR012 250x10	ACIER	38.60	80.63	0.83	6 GQ1.25Ex

CHAPITRE 5 : Etude des assemblages

V.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement.

- **Fonctionnement par obstacle**

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

- **Fonctionnement 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.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre - solive ;
- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage poteau – poteau (HEB) ;
- Assemblage contreventement ;
- Assemblage Pied de poteau ;



Figure V.1 : Exemples des assemblages boulonnés.

• **Le boulonnage**

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

Tableau V.1 : Caractéristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
(N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
(N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

• **Dispositions constructives des assemblages**

Tableau V.2 : Normes des dimensions des trous de boulon

BOULON \ TROU	à / de M12	à / de M14	à / de M16	à / de M22	à / de M24	Au-delà M27
Normalisé «d ₀ »	d + 1		d + 2		D + 3	
Surdimensionné «d ₀ »	d + 3	d + 4			d + 6	d + 8
Oblong court	(d + 1) par (d + 4)		(d + 2) par (d + 6)		(d + 2) par (d + 8)	(d + 3) par (d + 10)
Oblong long	(d + 1) par 2.5 .d		(d + 2) par 2.5 .d			(d + 3) par 2.5 .d

d : diamètre nominal du boulon en mm

- **Le soudage**

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

- **Coefficient de frottement**

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Tableau V.3 : valeurs du Coefficient de frottement

<ul style="list-style-type: none"> • - Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. • Classe du traitement 	Traitement de la surface de contact	μ
A	<ul style="list-style-type: none"> - Surface décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqures de corrosion - Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium. - Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5. 	0,50
B	<ul style="list-style-type: none"> - Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm. 	0,40
C	<ul style="list-style-type: none"> - Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes 	0,30
D	<ul style="list-style-type: none"> - Surfaces non traitées 	0,20

- Facteur de corrélation approprié w

Tableau V.4 : valeurs du Facteur de corrélation approprié w

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
w	0.8	0.85	0.9

- Coefficients partiels de sécurité M_w

Tableau V.5 : valeurs du Coefficients partiels de sécurité M_w

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
M_w	1.25	1.3	1.35

- Coefficients réducteur K_s

Tableau V.6: valeurs du coefficients réducteur K_s

Type de trous	K_s
Normalisés	1.0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0.85
Oblongs longs	0.7

V.2. Assemblage poutre - solive

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

- Poutre **HEA 340**

$$H = 330 \text{ mm} ; B = 300 \text{ mm} ; t_w = 9,5 \text{ mm} ; t_f = 16,5 \text{ mm} ; A = 133,5 \text{ cm}^2$$

- Solive **IPE 240**

$$H = 240 \text{ mm} ; B = 120 \text{ mm} ; t_w = 6,2 \text{ mm} ; t_f = 9,8 \text{ mm} ; A = 39,12 \text{ cm}^2$$

Les efforts maximaux à prendre $V_{sd} = 67,16 \text{ KN}$

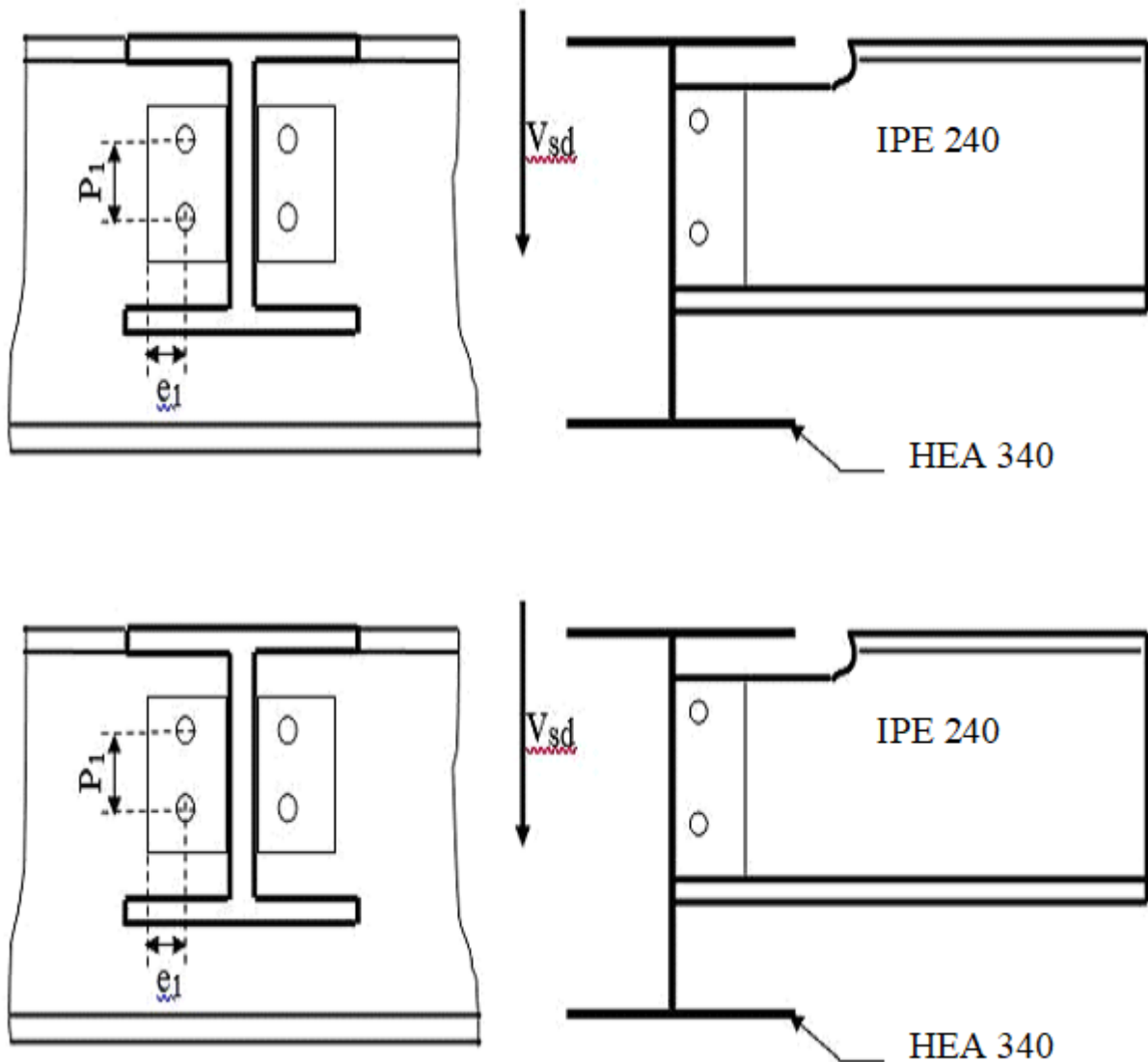


Figure V.3 : Schéma d'assemblage poutre- solive

a) **Choix de diamètre du boulon**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10 \text{ mm} \dots\dots\dots d = (12; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \dots\dots\dots d = (16; 20; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \dots\dots\dots d = (24; 27; 30) \text{ mm}$$

On choisit **8 boulons** de diamètre de **16mm (M16)** de **classe 4.6**

$$M16 \rightarrow d = 16 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$$

b) **Disposition constructive des boulons**

$$1, 2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2, 2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1, 2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 21,6 \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 54 \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_{vrd} > V_{sd}$

$$F_{vrd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} = 0,6 \cdot 400 \cdot 157 / 1,25 = 30,14 \text{ KN}$$

Et comme on a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = 8 \cdot 30,14 = 241 \text{ KN} > V_{sd} = 67,16 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

c) **Vérification de la pression diamétrale**

On a une cornière 120 x 10

Il faut vérifier que $F_1 < F_b$

$$\text{Donc, } F_b = 2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}} \text{ avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} ; P_1 = 60 \text{ mm} ; f_u = 430 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \min(0,648; 0,861; 0,93,1) \rightarrow \alpha = 0,648$$

$$F_b = 2,5 \times 0,648 \times 430 \times 16 \times \frac{10}{1,25} = 89,16 \text{ KN}$$

Et pour un boulon, on a

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{67,16}{8} = 8,4 \text{ KN} > F_b = 89,16 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

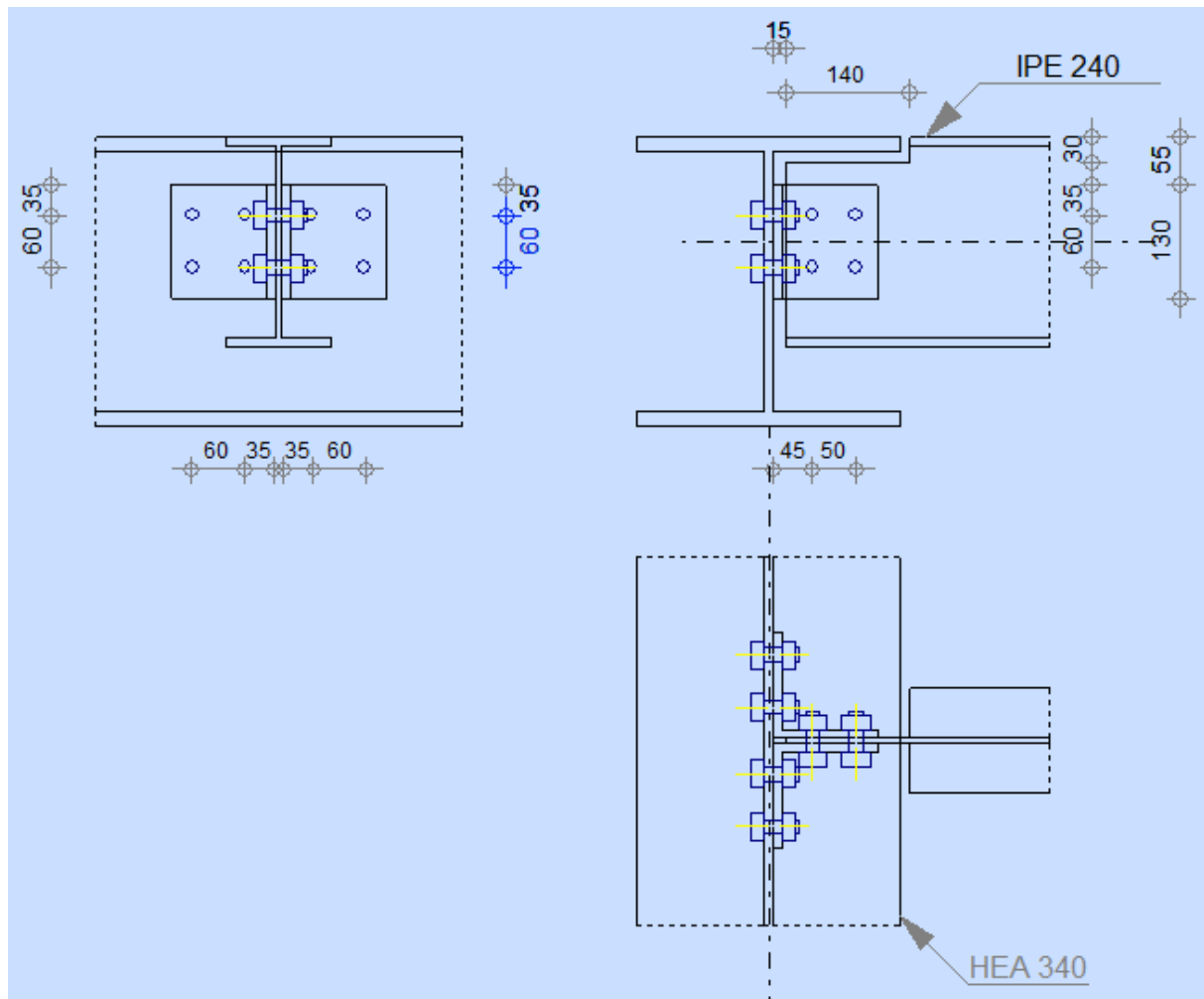


Figure V.4 : Disposition d'assemblage poutre- solive

V.3 Assemblage Poteau - Poutre (HEB 500- HEA 340)

- Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant : par la poutre 2013 dans le nœud 819

$$M_{sd}^{\max} = 459 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd}^{\max} = 115 \text{ KN}$$

V.3.1 Calcul de la soudure poutre HEA 340

$$L_1 = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = 123 \text{ mm}$$

$$L_3 = 243 \text{ mm}$$

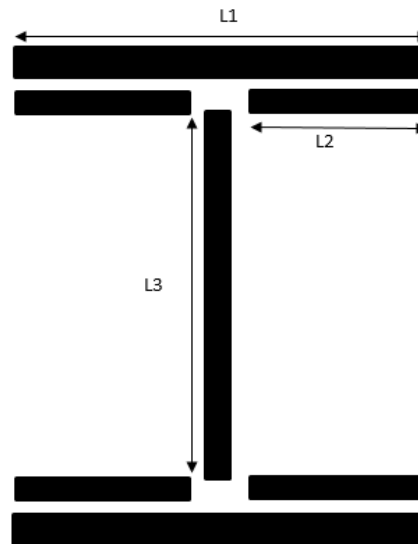


Figure V.5 : Assemblage soudé poutre – platine

$$A_s = \sum L_i \times a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3) \times a$$

On suppose $a = 5 \text{ mm}$; $f_{y_s} = 275 \text{ MPA}$; $\gamma_{M_w} = 1,3$; $\beta_w = 0,85$; $f_{u_s} = 430 \text{ MPA}$

$$\rightarrow A_s = 7890 \text{ mm}^2$$

- **Vérification de la soudure**

- 1. Vérification par le moment fléchissant et l'effort normal**

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{u_s}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

Le moment d'inertie des cordons de soudure : $I_{y_s} = (2L_1 \times a \times d_1^2) + (4L_2 \times a \times d_2^2)$

Avec :

distance entre CDG des soudures de L_1 et le CDG global : $d_1 = 332,5 \text{ mm}$

distance entre CDG des soudures de L_2 et le CDG global : $d_2 = 146 \text{ mm}$

Donc : $I_{y_s} = 38410,61 \text{ cm}^4$

On a tous les paramètres pour faire la vérification :

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{u_s}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \rightarrow 278,85 \text{ MPA} < 389,14 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification par l'effort tranchant et l'effort normal

$$\sqrt{\left[2 \times \left(\frac{Nsd}{\sum li \times ai} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{Vsd}{2.L_3.a} \right)^2 \right]} \leq \frac{fu_s}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

Donc $\sqrt{3 \times \left(\frac{Vsd}{2.L_3.a} \right)^2} = 82 \text{ MPA} < 389,85 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

V.3.2 Vérification des boulons HR

- **Choix de diamètre du boulon**

Épaisseur de la platine : $e_p = 25 \text{ mm}$

$t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$

$t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On prend $d = 24 \text{ mm}$

- **Détermination du nombre des boulons nécessaires**

- On suppose 18 boulons M24 de classe HR 10.9 de 9 lignes et 2 colonnes
Donc $d_0 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$

- On a choisi les distances entre les boulons (entraxe, pince) par les conditions suivantes :

$$1, 2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \rightarrow 31,2 \leq e_1 \leq 300 \text{ mm}$$

$$2, 2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 350 \text{ mm}$$

$$1, 2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \rightarrow 31,2 \leq e_2 \leq 300 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \rightarrow 78 \leq p_2 \leq 350 \text{ mm}$$

- On a ajouté aussi des jarrets (renfort) supérieur et inférieur des dimensions :

Hauteur : $H = 300 \text{ mm}$

Longueur : $I = 360 \text{ mm}$

Largeur : $W = 300 \text{ mm}$

ép semelle : $t_f = 15 \text{ mm}$

ép âme : $t_w = 10 \text{ mm}$

- On a ajouté aussi des raidisseurs d'une épaisseur $e_p = 8 \text{ mm}$ pour chaque un

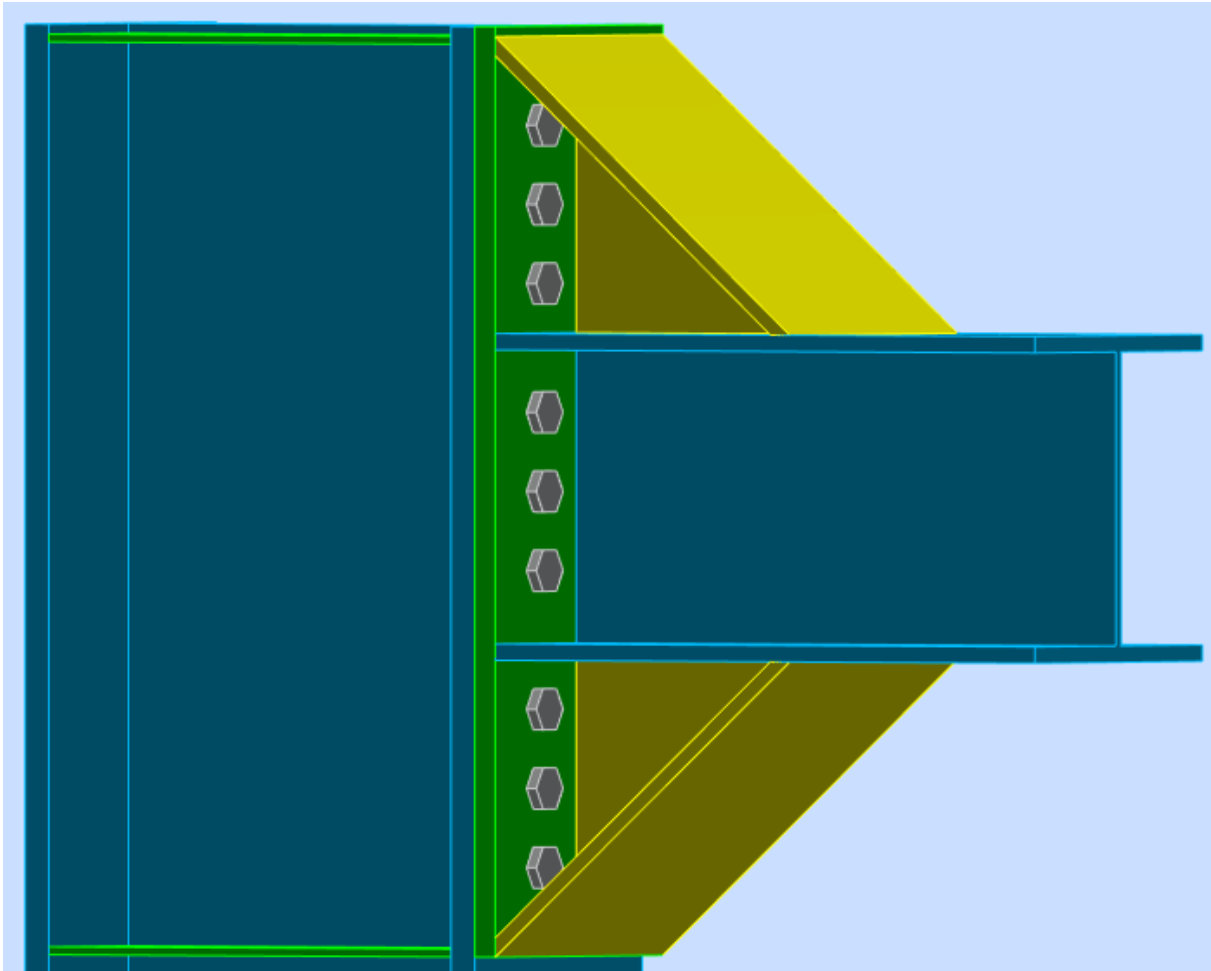


Figure V.6 : Assemblage poteau-poutre

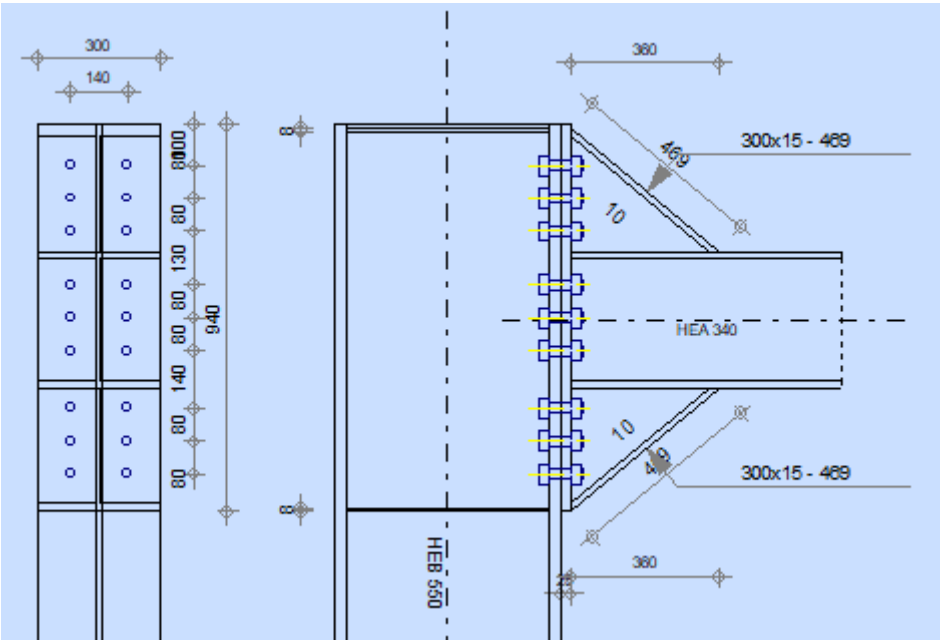


Figure V.7. Distribution des boulons et des jarrets

- **Position de l'axe neutre**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 129,69 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 80 \text{ mm} \quad N_1 = 15,06 \text{ KN}$$

$$d_2 = 160 \text{ mm} \quad N_2 = 30,13 \text{ KN}$$

$$d_3 = 240 \text{ mm} \quad N_3 = 45,19 \text{ KN}$$

$$d_4 = 380 \text{ mm} \quad N_4 = 71,55 \text{ KN}$$

$$d_5 = 460 \text{ mm} \rightarrow N_5 = 86,62 \text{ KN}$$

$$d_6 = 540 \text{ mm} \quad N_6 = 101,68 \text{ KN}$$

$$d_7 = 670 \text{ mm} \quad N_7 = 126,16 \text{ KN}$$

$$d_8 = 750 \text{ mm} \quad N_8 = 141,23 \text{ KN}$$

$$d_9 = 830 \text{ mm} \quad N_9 = 156,29 \text{ KN}$$

$$\sum d_i^2 = 2437500 \text{ mm}^2$$

Donc il faut vérifier la condition suivante par rapport N9 :

$$N_9 \leq n_0 \cdot F_{pc,d} \rightarrow 159,29 \text{ KN} < 2,0 \cdot 7 \cdot 1000 \cdot 452,38 \rightarrow 159,29 \text{ KN} < 633 \text{ KN} \dots \text{condition vérifier}$$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{rd} = \frac{N \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = f_{pc,d} = 0,7 \times 1000 \times 452,38 = 316,67 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour un boulon}$$

Pour une rangé (de deux boulons)

$$2 \times N = 633,33 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{rd} = \frac{633,33 \cdot E3 \times 2437500}{830} = 1859,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 459 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 1859,92 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant : $V_{sd} = 115 \text{ KN}$

$K_s = 1$: Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$: Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$: Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$: Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb}$$

n_b : Nombre du boulon.

$$F_N = \frac{115}{18} = 6,38 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 316,67 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 152,016 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 6,38 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 152,016 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

F_{tRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 14,5 \text{ mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons. ($p = 140 \text{ mm}$)

$$F_{tRd} = 14,5 \times 140 \times \frac{275}{1} = 558,25 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

h : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 500 \text{ mm}$

t_f : Épaisseur de la semelle du poteau $t_f = 28 \text{ mm}$

Donc :

$$F_t = 478,69 \text{ KN} \leq F_{tRd} = 558,25 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Résistance de l'âme de poteau en compression

Il faut vérifier que :

$$\sigma_n \leq f_y$$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{115 \times 10^3}{238,6 \times 10^2} + \frac{459 \times 10^6}{4287 \times 10^3} = 111,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 111,89 \text{ MPa} \leq f_y = 275 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

h_p : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 500 \text{ mm}$

t_{wc} : Épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 14,5 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 500 \times 14,5}{1} = 1156,38 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{459}{0,5 - 0,028} = 972,46 \text{ KN}$$

$$F_v = 972,46 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 1156,38 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié

V.4. Calcul des pieds de poteaux (par logiciel ROBOT STRUCTURAL)

V.4.1. Introduction

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Dans la platine se produisent des sollicitations de flexion, pour absorber cela, les plaques doivent être suffisamment épaisses ou comportent des raidisseurs.

- **Définitions**

- **La platine d'extrémité**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le ourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges.

D'ancrages scellés dans fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur

- **Les tiges d'ancrage**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

- **La bêche**

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau

- **La contre platine**

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface du béton de fondation. La contre platine a deux fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

Et à partir logiciel, on a fait un exemple d'un assemblage pied du poteau **HEB 600** comme suite :

- $N_{sd} = 6819,59 \text{ KN}$
- $M_{sd} = - 400 \text{ KN.m}$

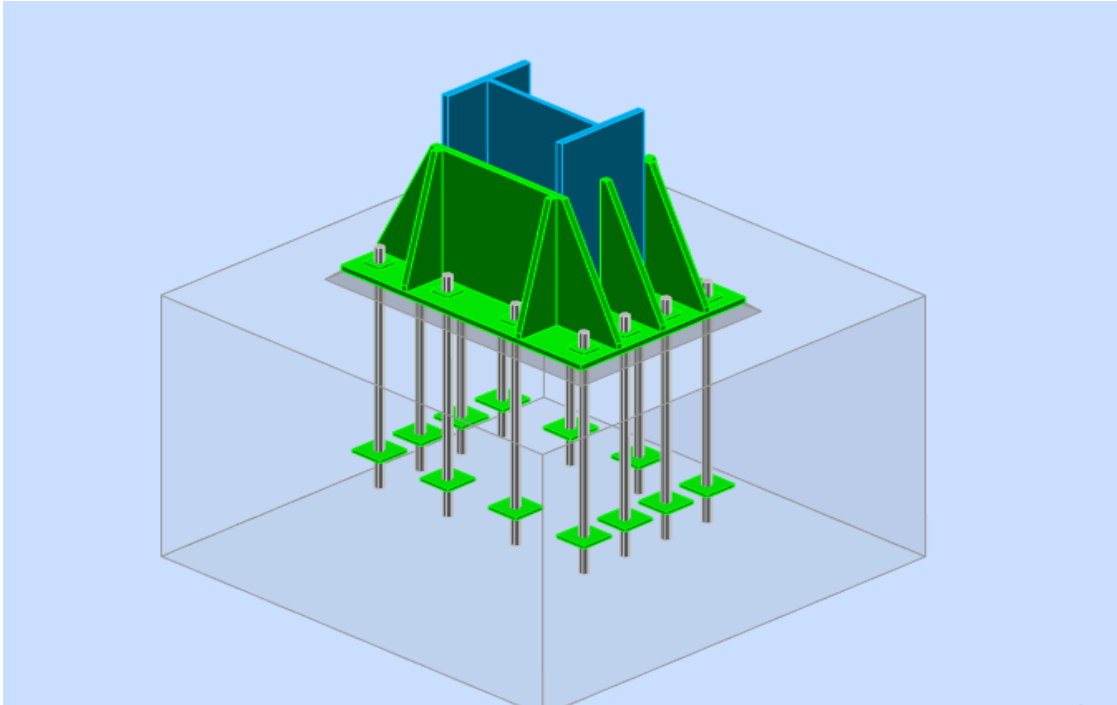


Figure V.8 : Assemblage pied de poteau

Toutes les conditions suivantes sont vérifiées avec un ratio d'assemblage, $r = 0,91$

- ✓ Contrôle de la résistance de l'assemblage
- ✓ Cisaillement
- ✓ Contrôle des raidisseurs
- ✓ Soudure entre le poteau et la plaque d'assise
- ✓ Soudure verticale des raidisseurs
- ✓ Soudures horizontales des raidisseurs
- ✓ Rigidité de l'assemblage

V.5. Assemblage des éléments de contreventement en V

L'assemblage se fait par des boulons *HR 10.9*, $\varnothing = 24$. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec un profilé tubulaire rectangulaire **TR 250*100*12**

Les sollicitations sont comme suite :

- $N_{sd} = 3071,56 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 55,40 \text{ KN}$

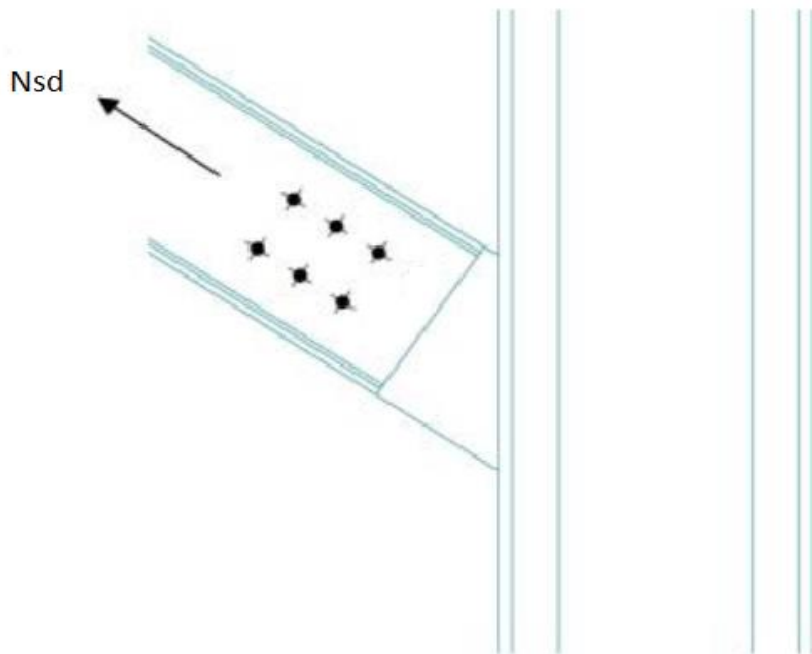


Figure V. 9 : Assemblage contreventement en V

Choix adopté

- ✓ Soudure de gousset $a = 13 \text{ mm}$
- ✓ Epaisseur de gousset $e_p = 20 \text{ mm}$
- ✓ Boulonnage : 6 boulons de diamètre $\varnothing = 20 \text{ mm}$
- Les conditions de la résistance sont vérifiées avec un ratio d'assemblage, $r = 0,79$

V.6 Assemblage poteau-poteau (HEB 600 - HEB 600)

L'assemblage se fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons *HR10.9*
Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successifs.

- Assemblage bout à bout

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

Les sollicitations sont comme suite :

- $N_{sd} = - 4307,07 \text{ KN}$
- $V_{sd} = - 50,36 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 224,94 \text{ KN.m}$

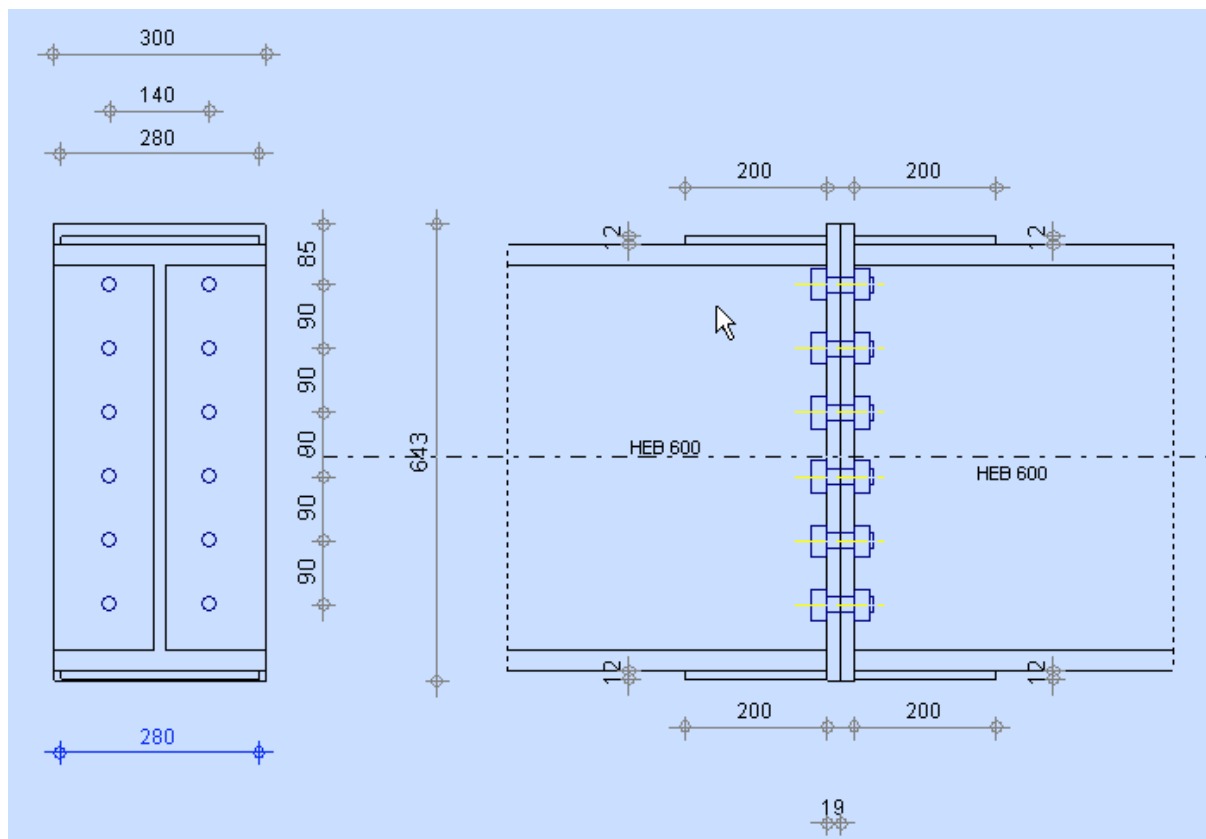


Figure V. 10 : Schéma d'assemblage poteau – poteau avec la distribution des boulons

- ✓ Les conditions sont vérifiées avec un ratio d'assemblage : $r = 0,83$

CHAPITRE 6 : Les fondations

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal (charge verticale) centré dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la Cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction (sol _ structure).

VI.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait par trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la valeur des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer le radier général comme une solution.

VI.5. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars.

$S_{néc}$: Surface de la fondation ;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VI. 6. Choix de type de semelle

VI .6.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal à le 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 : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars.

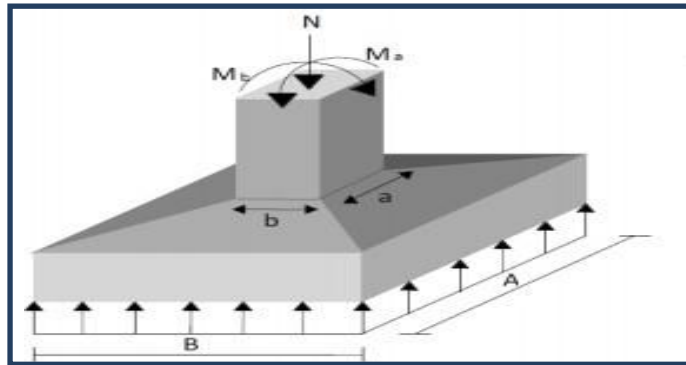


Figure VI.1.: Dimensions de la semelle isolée.

Conclusion

A partir des charges importantes appliquées (effort normal, effort tranchant et les moments fléchissant), et les dimensions de notre bâtiment (longueur, largeur et hauteur), la semelle isolée n'est pas capable de supporter ces derniers et de les transmettre au sol.

VI.6.2. Semelles filantes

Les semelles filantes se font quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. 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.

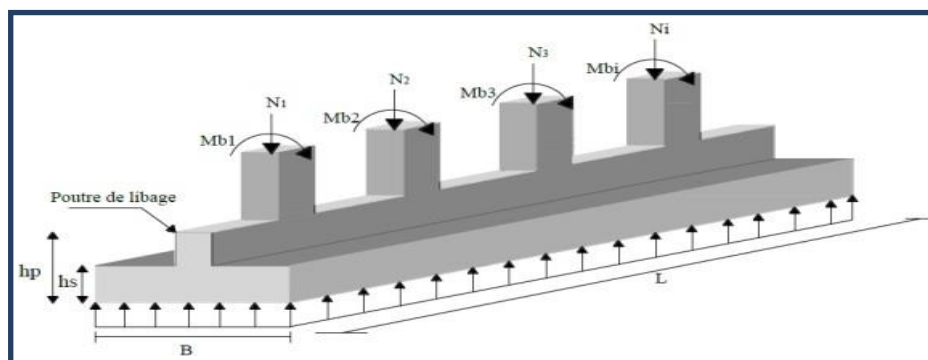


Figure VI.2 : Schéma de semelle filante

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux .

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

VI.6. Radier général

VI.6.1. Introduction

- Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.
- Cette dalle peut être massive (d'une forte épaisseur) ou raidie par des nervures.

- **Avantages**

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
 - La réduction des tassements différentiels ;
 - La facilité d'exécution ;
- L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

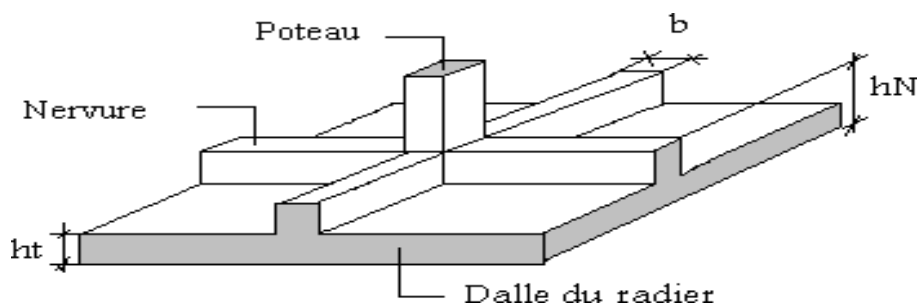


Figure VI.3 : Schéma d'un radier

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine de génie civil et en particulier dans le domaine de la charpente métallique. Ce projet a pour objet l'étude du siège de L'EGSA babezzouar de R+10+2 sous-sols, la structure étant en charpente métallique contreventée par des palées de stabilités triangulées en X, en V et en Y.

Les contreventements ont été conçus selon les prescriptions et recommandations des règlements parasismique RPA99 version 2003, Le calcul et la vérification des éléments a été conforme aux codes de calcul CCM99 et l'Eurocode 3 ceci en tenant compte de la stabilité et de l'économie.

L'étude menée s'est organisée en quatre parties principales : calcul et conception des différents éléments de la structure, modélisation et analyse de la structure, exploitation des résultats numérique pour les vérifications, et enfin généralités sur l'infrastructure.

Afin de se rapprocher de la réalité, et d'avoir un aperçu du comportement de la structure vis-à-vis du séisme, une modélisation sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018 a été effectuée, en respectant le règlement Algérien Parasismique 99 versions 2003.

Il est adéquat de mentionner que dans la présente étude, l'objectif de résistance a été atteint, et le logiciel ROBOT STRUCTURAL a été bien maitrisé.

A la fin, on espère que ce travail qui est la résultante de toutes ces années d'étude nous servira comme expérience pour notre carrière professionnelle et qu'il servira aux prochains étudiants.

REFERENCES

- [1] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges
- [2] Règlement neige et vent algérien 99 versions 2013 RNVA 2013
- [3] Calcul de l'effet du vent Eurocode 1
- [4] Norme de calcul algérienne en béton année 1993 CBA 93
- [5] Eurocode 2,3 et 4
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM97
- [7] Règles parasismique RPA99 version 2003 : document technique réglementaire DTR BC 2.48
- [8] Cours en charpente métallique selon le règlement algérien CCM97 et l'Eurocode 3, BARAKA ABDELHAK, et cours de MR MENNADI.
- [9] Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3, Jean Morel
- [10] Notes sur les pratiques techniques, site internet
- [11] Recherche internet cours en charpente métallique Samy slide Share
- [12] Cours sur les structures mixtes, MR. SETHI et MR. ZAHAF
- [13] Calcul des éléments résistants d'une construction métallique, MR. LAHLOU
- [14] Les idées de MR. RAHMANI et MR. HAMID
- [15] Logiciel ROBOT STRUCTURAL 2018
- [16] Logiciel AUTOCAD 2022
- [17] Application des fonctions MATHTYPE
- [18] Applications des captures d'écran SHAREX
- [19] Logiciel des assemblages IDEA STATICA
- [20] Microsoft office 2022