



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : construction métallique.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+2) en construction
métallique à usage multiple*



Réalisé par :

M^{elle}: MAKHLOUFI Fadhela

M^r: NOUFEL Zahir

Dirigé par :

M^r: AKKOUCHE .K

PROMOTION : 2021/2022



Remerciements

Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour cela nous tenons à remercier :

En premier lieu le Dieu le tout-puissant qui nous a donné la force, la patience et la volonté pour élaborer et terminer ce modeste travail.

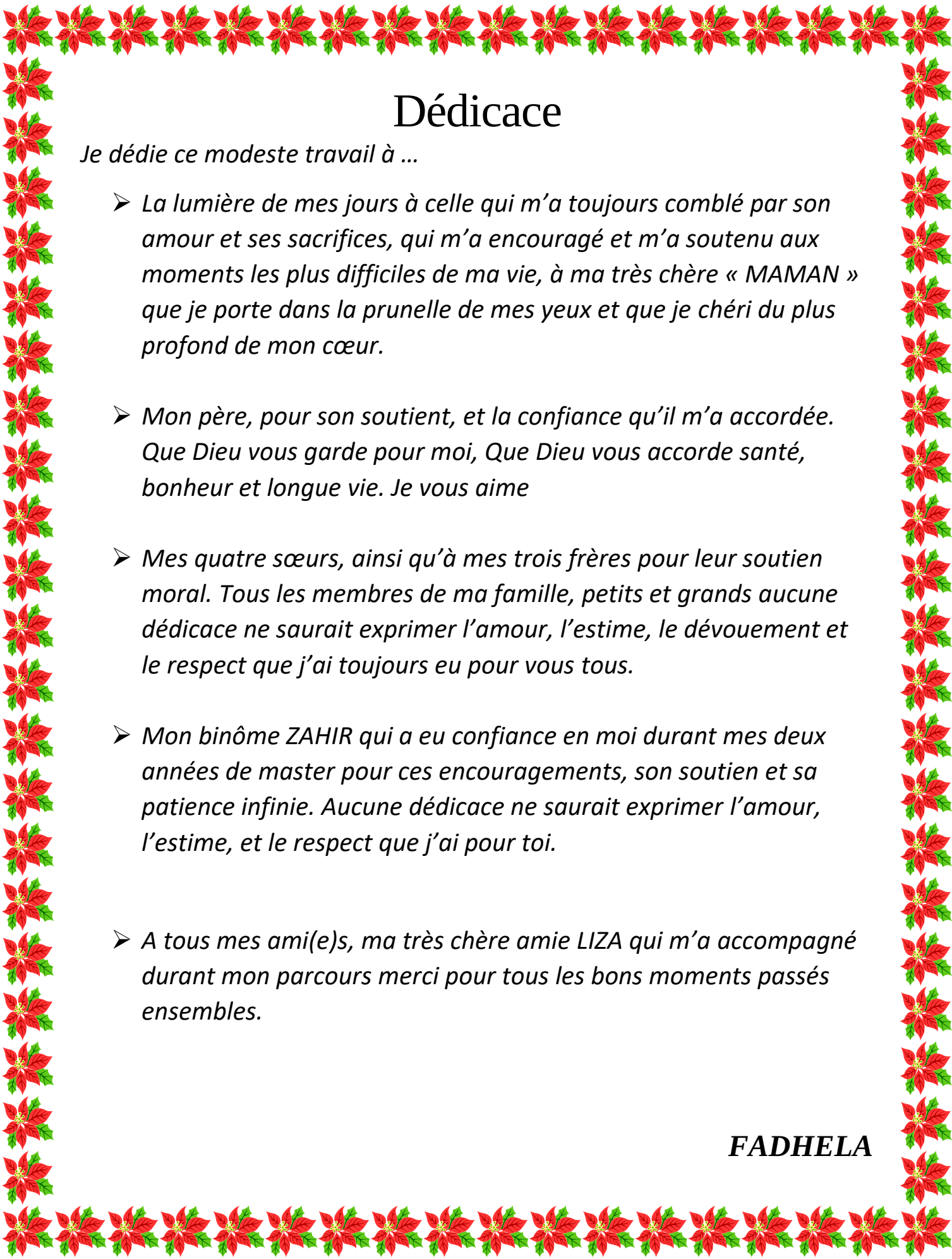
Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences pendant toute la durée de nos études.

*Nous tenons aussi à remercier, notre encadrant « **Mr AKKOUCHE.K** » de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

*Nos remerciements les plus chaleureux vont également à « **Mr DAHMANI.L** » pour son aide précieuse, son soutien, ses encouragements et sa gentillesse. Merci pour tout*

Nos remerciements vont également à tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation. Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail. Veuillez accepter l'expression de notre profonde gratitude.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ...

- *La lumière de mes jours à celle qui m'a toujours comblé par son amour et ses sacrifices, qui m'a encouragé et m'a soutenu aux moments les plus difficiles de ma vie, à ma très chère « MAMAN » que je porte dans la prunelle de mes yeux et que je chéri du plus profond de mon cœur.*
- *Mon père, pour son soutien, et la confiance qu'il m'a accordée. Que Dieu vous garde pour moi, Que Dieu vous accorde santé, bonheur et longue vie. Je vous aime*
- *Mes quatre sœurs, ainsi qu'à mes trois frères pour leur soutien moral. Tous les membres de ma famille, petits et grands aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous tous.*
- *Mon binôme ZAHIR qui a eu confiance en moi durant mes deux années de master pour ces encouragements, son soutien et sa patience infinie. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, et le respect que j'ai pour toi.*
- *A tous mes ami(e)s, ma très chère amie LIZA qui m'a accompagné durant mon parcours merci pour tous les bons moments passés ensemble.*

FADHELA



Je dédier ce travail à :

- *Ma très chère mère, qui a été la raison de ma réussite, quoi que je fasse ou que je dise je ne saurai point te remercier comme il se doit, ton affection me couvre ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

Ouiza TOUBAL

- *Mon frère qui a été comme un père pour moi qui m'a soutenu tout au long de ma vie, aucune dédicace ne saurait exprimer le respect et la gratitude que j'ai envers toi.*

Arezki NOUFEL

- *Ma sœur que j'aime tellement, merci d'être toujours là pour moi, que dieu te garde pour nous ma princesse.*

Manel NOUFEL

- *Ma binôme et ma meilleure, merci d'être toujours présente pour moi dans tous mes moments ainsi que pour tes encouragements, et ton immense confiance.*

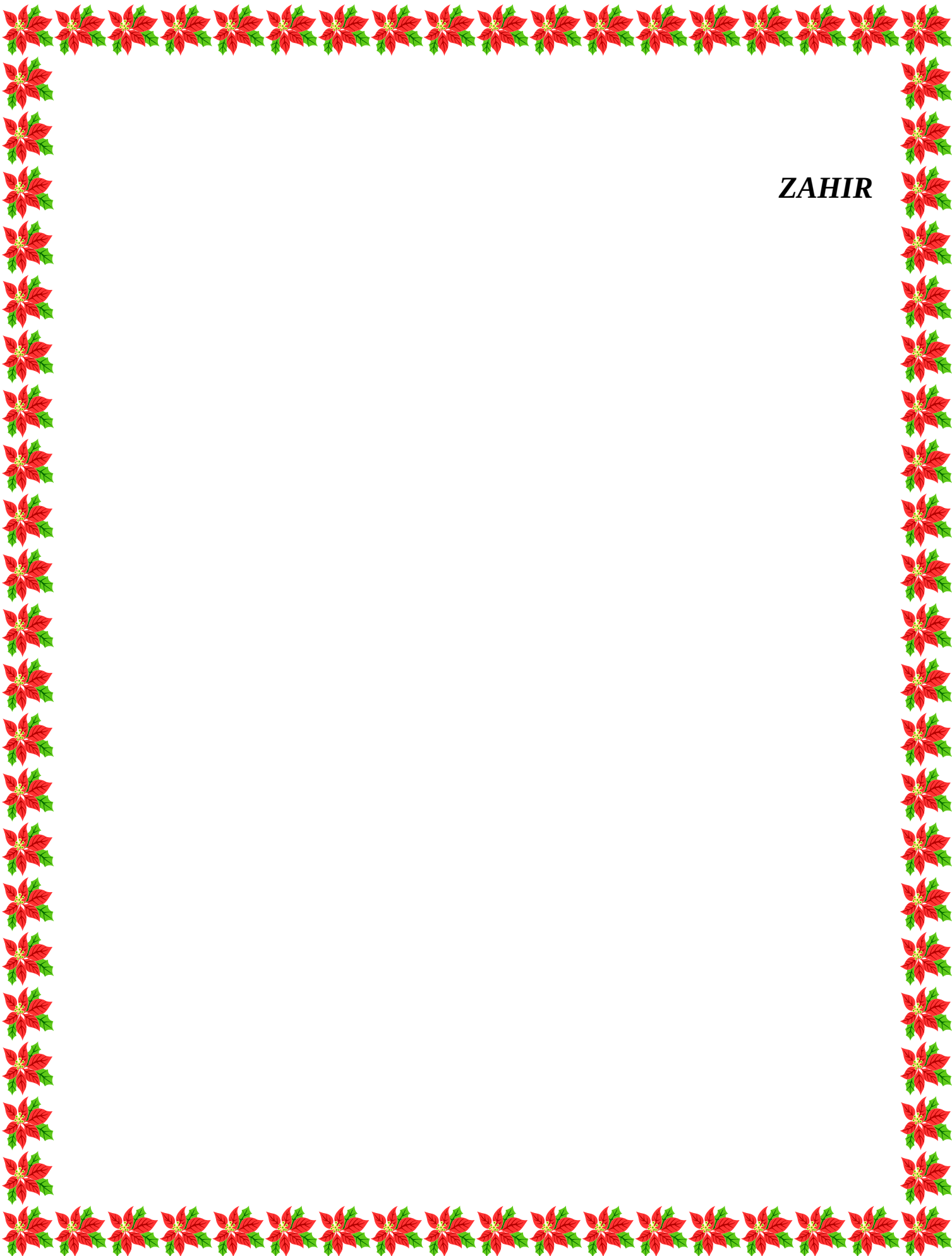
Fadhela MAKHLOUFI

- *A mon cousin adoré pour ces encouragements, ces sacrifices pour mon bien-être et son soutien.*

Hassen NOUFEL

- *A mon meilleur ami qui est comme un frère pour moi, pour son soutien, merci pour tous les moments passés ensemble.*

Yazid KAHIL



ZAHIR

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Figure I 1. Eléments constructifs d'un plancher mixte.....	3
Figure I 2. Composition d'un plancher terrasse.....	4
Figure I 3. Escaliers.....	4

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Figure II 1. Plancher terrasse inaccessible.....	8
Figure II 2. Plancher étage courant.....	9
Figure II 3. Dimensions de l'acrotère.....	10

Chapitre III : Evaluation des actions

Figure III 1. Hauteur de référence Z_e et le profile correspondant de pression dynamique de pointe (RNV 2013).....	17
Figure III 2. Action du vent.....	19
Figure III 3. Légende pour la paroi verticale.....	21
Figure III 4. Direction du vent V_1	21
Figure III 5. Valeurs des coefficients de pression extérieures C_e sur les parois verticales.....	22
Figure III 6. Valeurs du coefficient de pression extérieure C_e sur la toiture terrasse.....	24
Figure III 7. Direction du vent V_2	27
Figure III 8. Valeurs des coefficients de pression extérieures C_e sur les parois verticales.....	28
Figure III 9. Légende pour les toitures plates.....	29

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

Figure IV 1. Présentation schématique des solives.....	34
Figure IV 2. Les différents éléments de l'escalier.....	46
Figure IV 3. Vu en plan de l'escalier.....	47
Figure IV 4. Coupe vertical de l'acrotère.....	54
Figure IV 5. Diagramme des moments et des efforts.....	55
Figure IV 6. Ferraillage de l'acrotère.....	56

Chapitre V : Etude du plancher mixte

Figure V 1. Dimension de la TN 40.....	58
Figure V 2. Largeur efficace de la dalle.....	60
Figure V 3. Distribution plastique des contraintes normales: Cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	62
Figure V 4. La position d'un connecteur.....	64
Figure V 5. Espacement entre connecteurs.....	67

Chapitre VII : Pré-dimensionnement des contreventements

Figure VII 1. Action du séisme au niveau des joints.....	77
--	----

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Figure VIII 1. Etapes de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT.....	80
Figure VIII 2. Vue en 3D de la structure.....	81
Figure VIII 3. Vue en élévation de la face long pan de la structure.....	82
Figure VIII 4. Vue en plan du plancher.....	82

Chapitre IX : calcul des assemblages

Figure IX 1. Assemblage de la solive poutre.....	96
--	----

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

Figure X 1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....	133
Figure X 2. Diagramme des contraintes.....	135

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Tableau II 1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	7
Tableau II 2. Charges permanentes du plancher courant.....	8
Tableau II 3. Charge permanente de la volée.....	9
Tableau II 4. Charge permanente du palier d'escalier.....	9
Tableau II 5. Charge permanente pour mur extérieur.....	10
Tableau II 6. Charge permanente pour mur intérieur.....	11
Tableau II 7. Les différentes surcharges d'exploitation.....	11

Chapitre III : Evaluation des actions

Tableau III 1. Les valeurs du coefficient μ	13
Tableau III 2. Pression dynamique de reference.	14
Tableau III 3. Coefficient de topographie.	14
Tableau III 4. Paramètres caractérisent la catégorie de terrain III	15
Tableau III 5. Valeurs de q_{ref} , IV, Cr, Ce, q_h	18
Tableau III 6.Coefficients de pression extérieure de parois verticales.....	20
Tableau III 7. Coefficients de pression extérieure des toitures plates.....	20
Tableau III 8. Cpe pour les zones A, B, C, D et E.	23
Tableau III 9. Cpe pour les zones F, G, H et I.	24
Tableau III 10.Valeurs de la pression statiques du vent Ph sur les parois verticales et toiture.....	25
Tableau III 11. Force extérieure sur le bâtiment.	26
Tableau III 12.Valeurs de Cpe des zones A', B', D et E.....	28
Tableau III 13.Valeurs de Cpe des zones F, G, H et I.....	29
Tableau III 14.Valeurs de la pression statique du vent (V_2) Ph sur les parois verticales et toiture	30
Tableau III 15. Force extérieure sur le bâtiment.	31

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau IV 1. Caractéristique du profilé IPE 220.	36
Tableau IV 2. Chargement poutre principale (plancher terrasse)	38
Tableau IV 3. Chargement poutre principale (plancher terrasse).....	38
Tableau IV 4. Chargement poutre principale (plancher étage courant)	39
Tableau IV 5. Chargement poutre principale (plancher étage courant)	39
Tableau IV 6. Chargement poutre principale (plancher étage courant)	40
Tableau IV 7.Chargement poutre principale (plancher étage courant).	40
Tableau IV 8. Caractéristiques du profilé IPE 450	41
Tableau IV 9. Caractéristiques du profilé HEA240	43
Tableau IV 10. Caractéristique et dimension de la cornière L45×45×4.5	48
Tableau IV 11. Caractéristiques de l'UPE 100.	50
Tableau IV 12. Charge revenant à la poutre palière.....	51

Tableau IV 13. Caractéristiques du profilé IPE 140.	52
Tableau IV 14. Combinaison de charges.	55
Tableau IV 15. Profils adoptés.....	57

Chapitre V : Etude du plancher mixte

Tableau V 1. Caractéristiques du bac d'acier TN 40.	58
Tableau V 2. Evaluation des charges.	58
Tableau V 3. Evaluation des charges.	59
Tableau V 4. Evaluation des charges.....	63

Chapitre VI : Etude sismique

Tableau VI 1. Coefficient d'accélération de zone A.....	69
Tableau VI 2. Valeurs de ξ (%).	70
Tableau VI 3. Valeurs de T1 et T2.....	71
Tableau VI 4. Valeurs du coefficient de comportement R.....	72
Tableau VI 5. Valeurs des facteurs de qualités.	72
Tableau VI 6. Valeurs du poids de la structure.	74
Tableau VI 7. La résultante des forces sismiques selon les deux sens.....	75
Tableau VI 8. La répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.....	75
Tableau VI 9. La répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.....	75
Tableau VI 10. Forces sismiques et forces du vent.....	76

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Tableau VIII 1. Profilé adopté.....	95
-------------------------------------	----

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

Tableau X 1. Sollicitations à la base du poteau le plus sollicité.	134
---	-----

SYMBOLES UTILISES

f_u	Résistance à la traction;
H	Hauteur d'une pièce;
l	Longueur d'une pièce;
l_f	Longueur de flambement;
t_f	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau);
t_w	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié;
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation;
β_w	Facteur de corrélation;
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent;
β_j	Coefficient relatif à la liaison;
γ_M	Coefficient de sécurité;
λ	Élancement;
λ_{LT}	Élancement de déversement;
α	Facteur d'imperfection;
$\varnothing$	Rotation ;
$\varnothing_{LT}$	Rotation de déversement;
η	Contrainte limite de cisaillement en élasticité;
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier;
ζ_a	Contrainte de l'acier;
ζ_b	Contrainte du béton;
ξ	Pourcentage d'amortissement critique;
η	Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	Déplacement du aux forces sismique F_i ;
Δ_k	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »;
μ	Coefficient de forme de la charge de neige;
A	Section brute d'une pièce ;
A_{net}	Section nette d'une pièce ;
A_w	Section de l'âme ;
A_v	Aire de cisaillement;

Ct	Coefficient de topographie;
Cr	Coefficient de rugosité;
Cp _{net}	Coefficient de pressionnette;
Ce	Coefficient d'exposition;
Cd	Coefficient dynamique;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier;
F	Force en générale;
G	Module d'élasticité transversale de l'acier;
G	Charge permanente;
Gadm	L'effort de glissement admissible;
Gc	L'effort appliqué sur le connecteur;
I	Moment d'inertie;
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/Poutre;
K0	Coefficient de flambement;
K	Facteur de déforméemodale;
Kt	Facteur de terrain;
L	Longueur;
Msd	Moment sollicitant en générale;
M	Moment fléchissant;
Mrd	Moment résistant;
Mpl	Moment plastique;
Mcr	Moment critique;
Mb,rd	Valeur de calcul de la résistance au déversement;
Npl,rd	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute;
Nb,rd	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
Nsd	Effort normal sollicitant;
Nt,sd	Effort normal de traction;
Nc,sd	Effort normal de compression;
Npl	Effort normal plastique;
Nc,rd	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression;

P_k	Poids total de la structure;
Q	Charge d'exploitation;
R	Coefficient de comportement de la structure ;
S	Surface;
s	Charge de la neige;
S_k	Charge de la neige sur le sol;
V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant;
$V_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement;
V_{ref}	Vitesse de référence du vent;
W	Pression aérodynamique ;
W_{pl}	Module de résistance plastique;
W_{el}	Module de résistance élastique;
F	Flèche;
f_y	Limite d'élasticité;

SOMMAIRE

Introduction générale :.....	1
------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

1/ Introduction :.....	2
2/ Présentation du projet :.....	2
3/ Données géométriques du projet:.....	2
4/ Localisation et données concernant le site :.....	2
5/ Les règlements techniques utilisées :	2
6/ Conception de l'ouvrage :	3
7/ Matériaux utilisés :.....	5
8/ Conclusion :	6

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

1/ Introduction :.....	7
2/ Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :	7
3/ Conclusion:	11

Chapitre III : Evaluation des actions

1/ Introduction :.....	12
2/ Etude de la neige:.....	12
3/ Etude au vent :.....	13
4/ Conclusion :	33

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

1/ Introduction :.....	34
2/ Calcul des Solives :	34
3/ Pré-dimensionnement des poutres :	38
4/ Pré-dimensionnement des escaliers:.....	45
5/ Pré-dimensionnée de l'acrotère :.....	53
6/ Conclusion:	57

Chapitre V : Etude du plancher mixte

1/ Introduction:.....	58
2/ Caractéristique de la tôle profilée TN 40:	58

3/ Etude des solives:.....	58
4/ Calcul de la connexion Acier-béton :.....	64
5/ Conclusion:	67

Chapitre VI : Etude sismique

1/ Introduction :.....	68
2/ Le seisme:.....	68
3/ Analyses de la structure:	68
4/ Conclusion:.....	76

Chapitre VII : pré-dimensionnement des contreventements

1 /Introduction:.....	77
2/ Calcul de la palée de stabilité en long pan:	77
3/ Conclusion:	79

Chapitre VIII : Vérification des éléments

1/ Introduction :.....	80
2/ Méthode de travail:	80
3/ Étapes de la modélisation:.....	81
4/ Modélisation géométrique :.....	81
5/ Conclusion :	95

Chapitre IX : calcul des assemblages

1/ Introduction :.....	96
2/ Les types des assemblages :	96
3/ Conclusion :	132

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

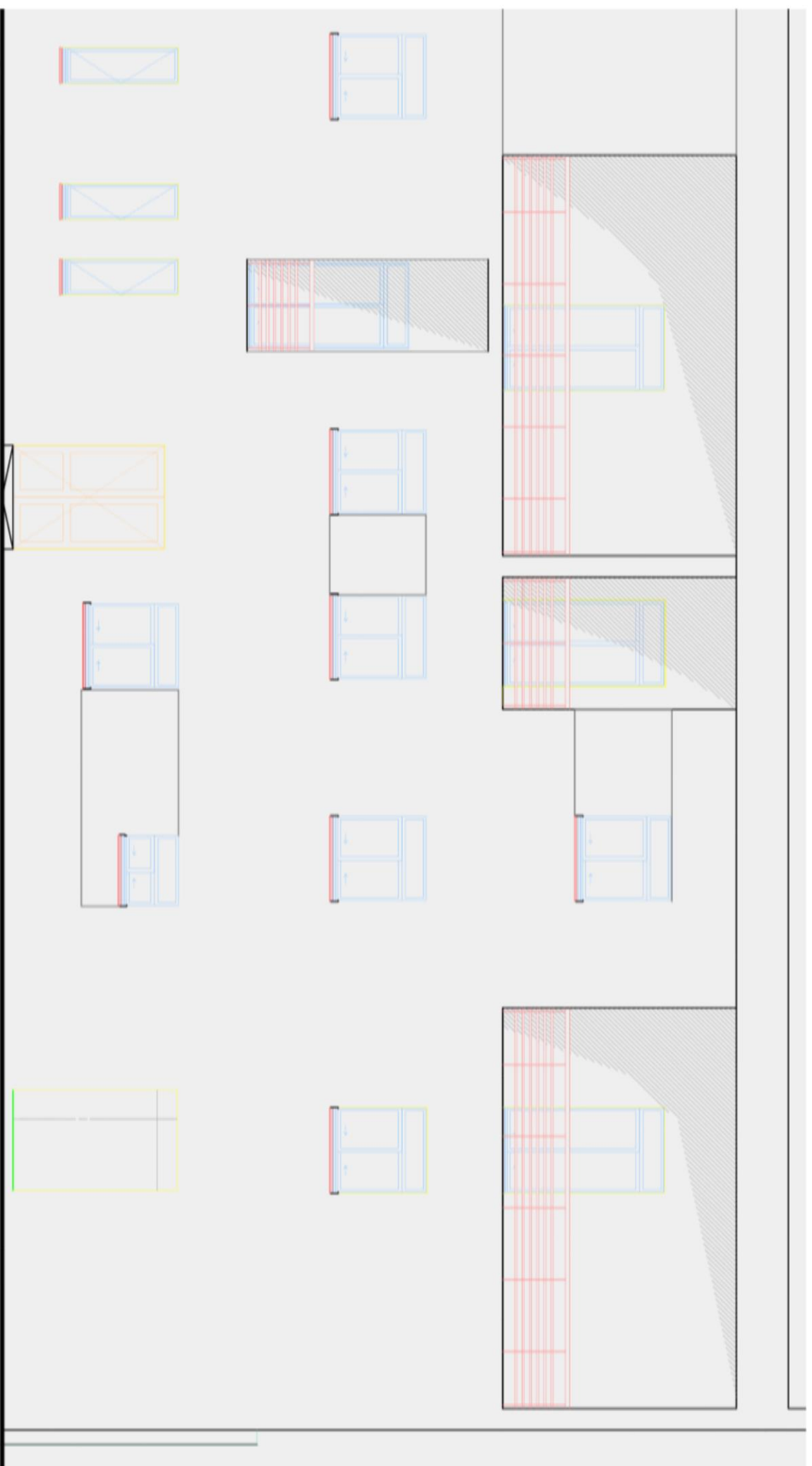
1/ Introduction :.....	133
2/ Choix du type de fondation :.....	133
3/ Etude des semelles :	133

4/ Vérification des contraintes :	134
5/ Vérification de la stabilité :	135
6/ Calcul du ferrailage :	136
7/ Calcul des longrines :	137
8/ conclusion :	138
Conclusion générale :	139
Bibliographie	
Annexe	

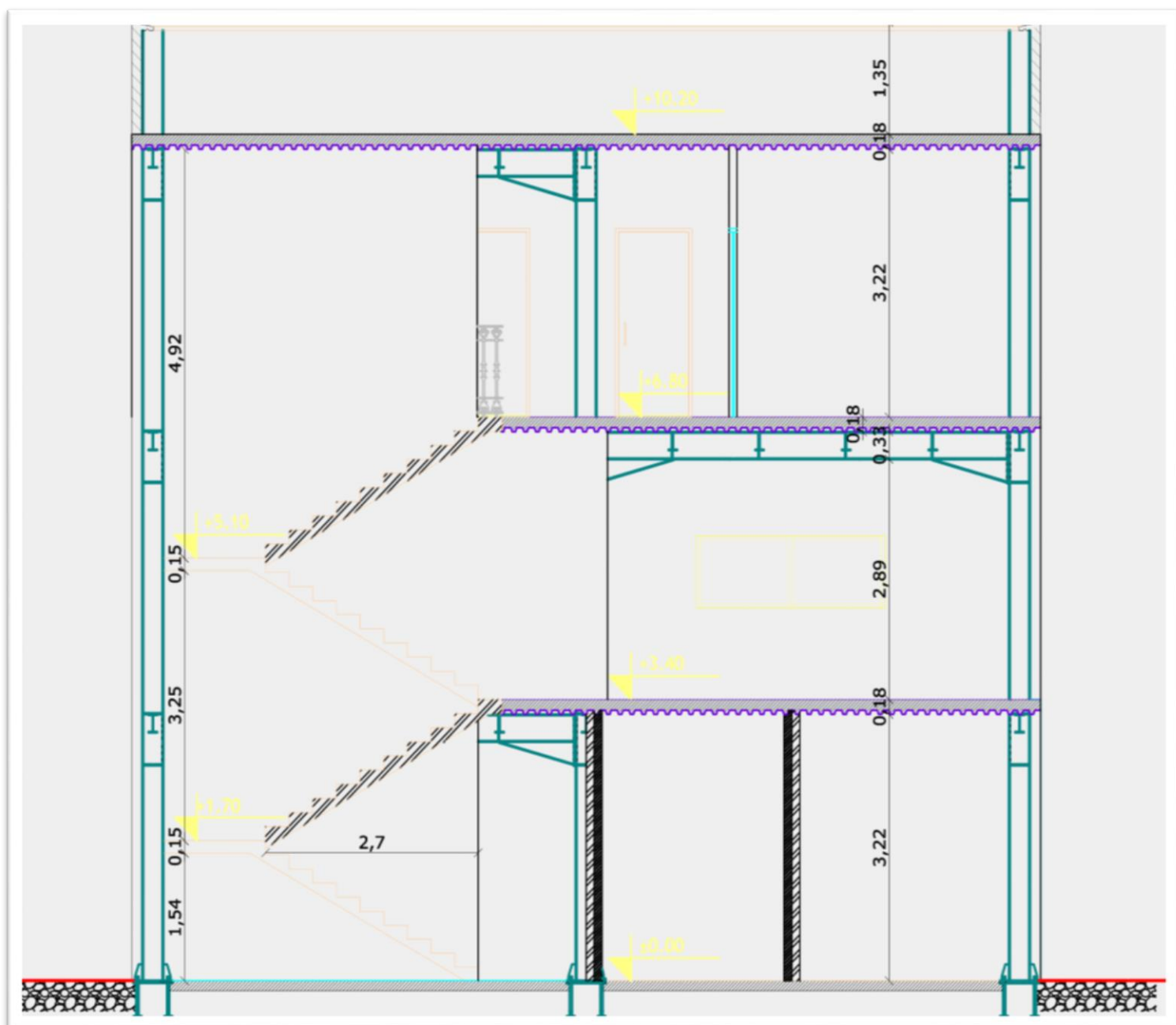
PLANS



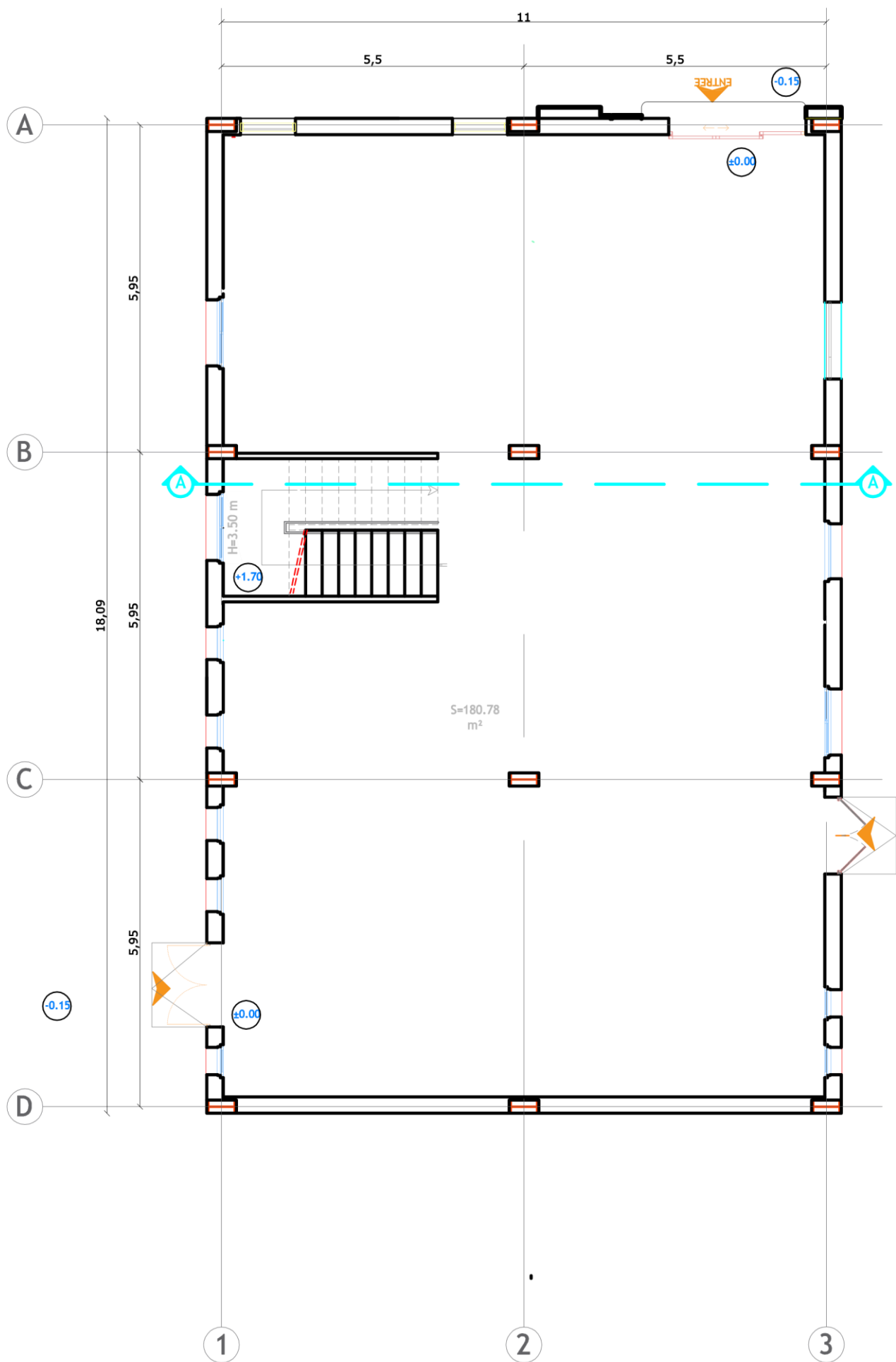
Façade Principale



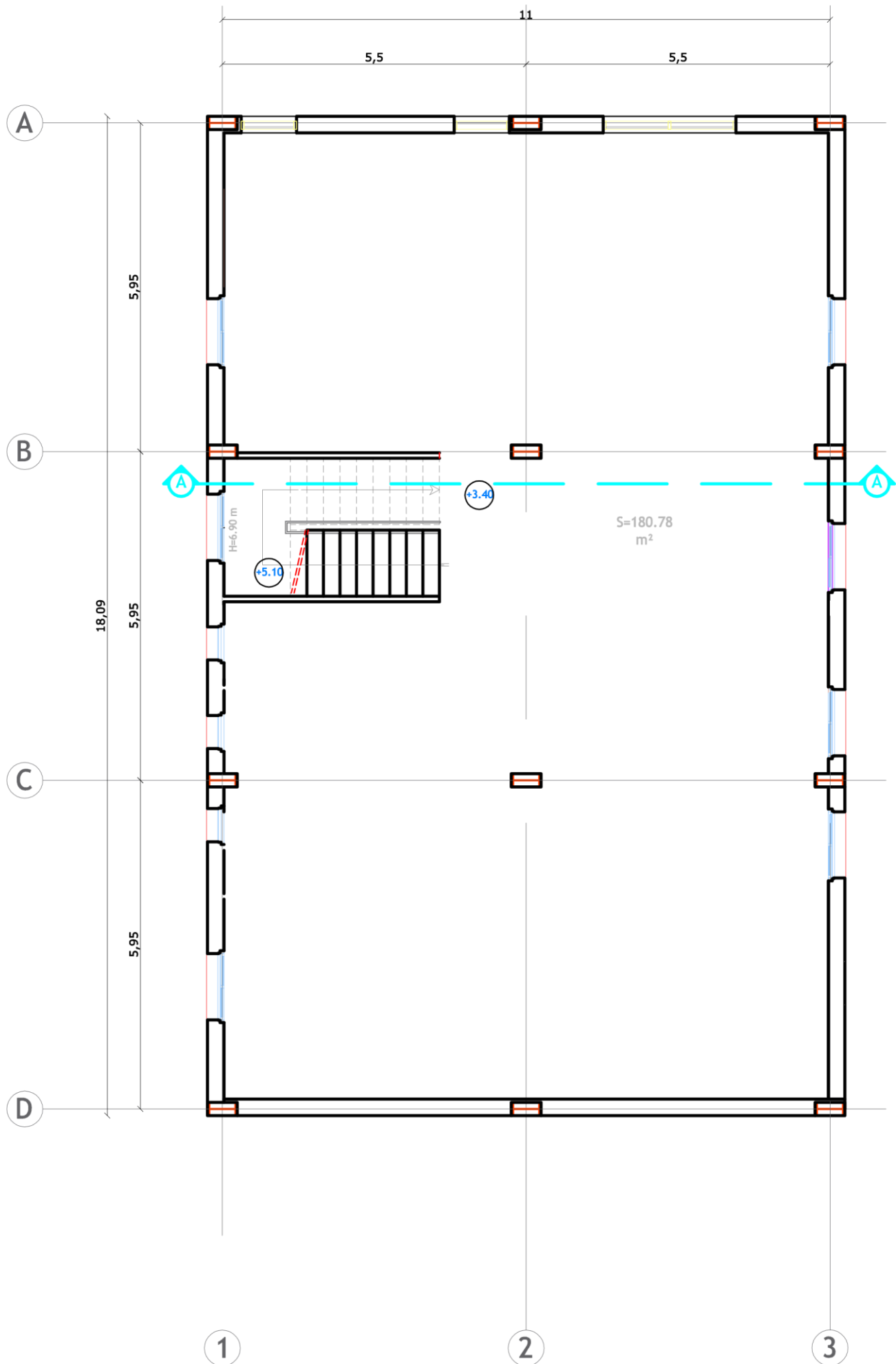
Facade Latérale



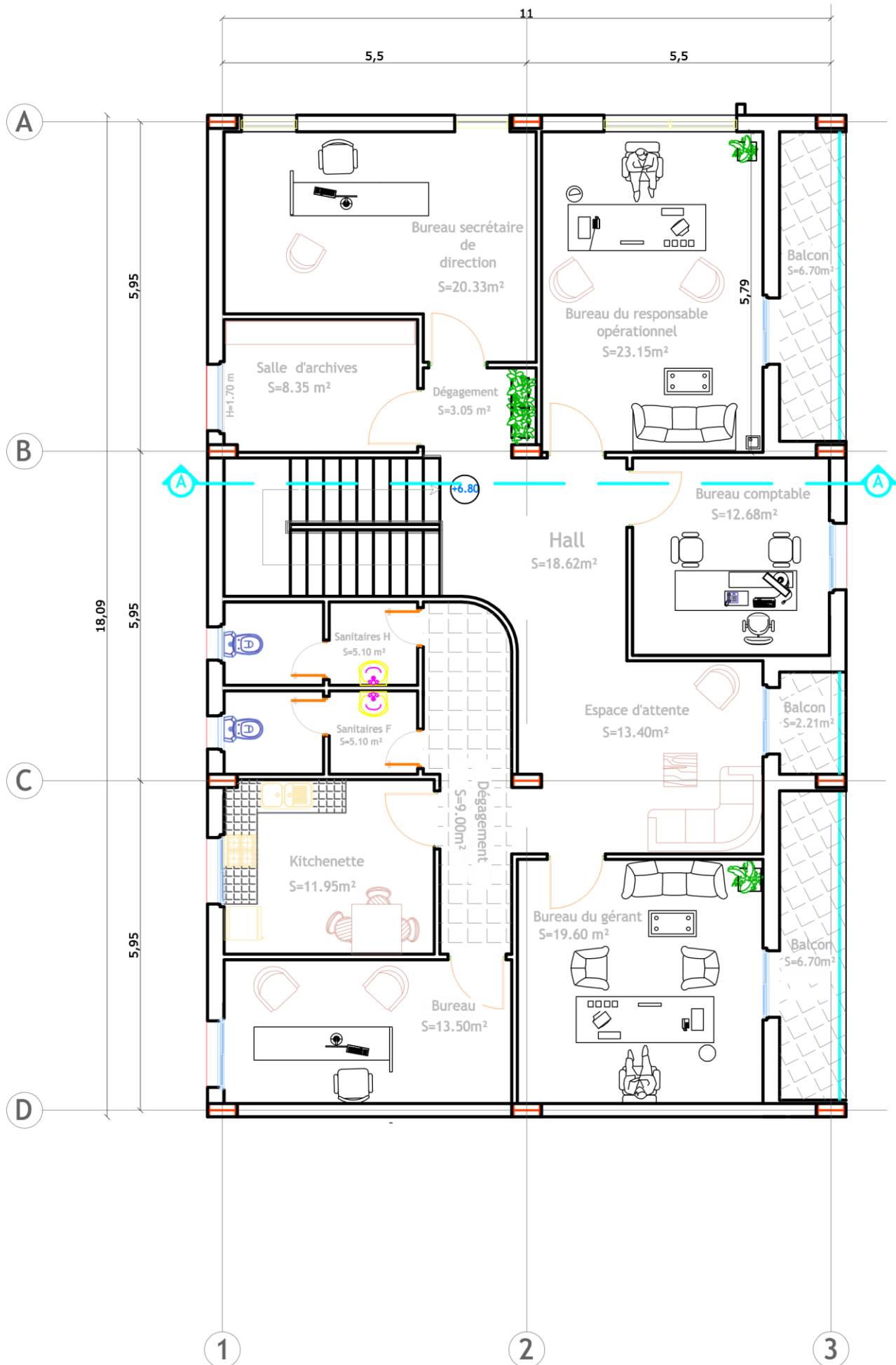
Coupe AA



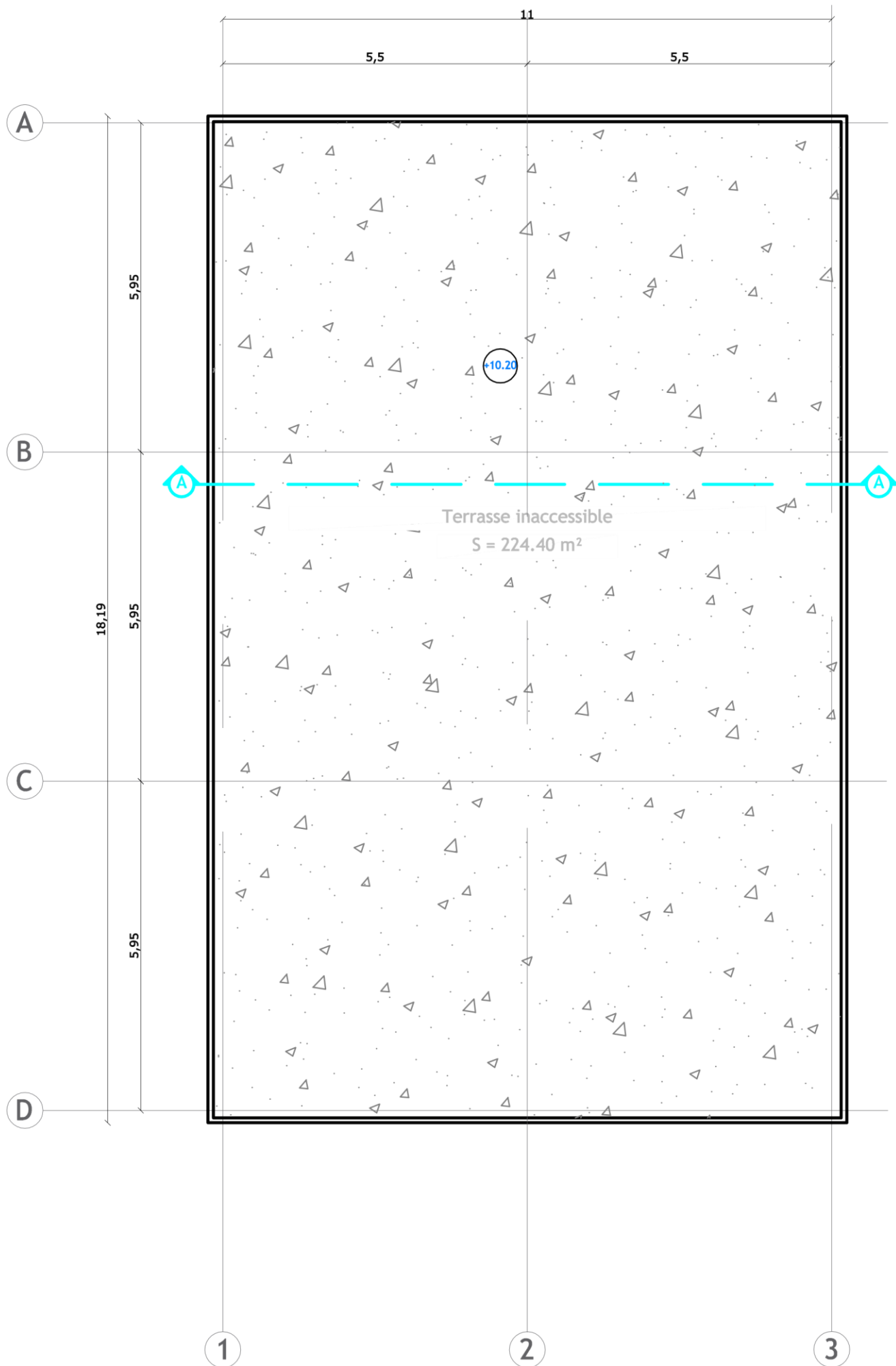
Plan du rez de chaussée
1/50



Plan du 1er étage
1 / 50



Plan du 2eme étage
1 / 50



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Vers le milieu du siècle dernier, le métal s'est révélé un matériau de construction de premier ordre, il est apparu au moment où le béton armé ne pouvait remplir certaines exigences de construction.

La construction métallique est une branche technique qui répond aux besoins des pays notamment, dans le domaine de la construction bâtiment. Son intérêt réside essentiellement sur les avantages qu'elle présente autant sur le plan sécuritaire que sur sa facilité d'exécution. Avec ces avantages la construction métallique a pris sa place, et on remarque que la majorité des infrastructures industrielles sont construites avec ce type de construction.

Auparavant, la construction métallique présentait peu d'intérêt en Algérie, ce n'est qu'après le séisme de Boumerdes en mai 2003 que l'état a pris conscience du rôle et de l'importance de la construction métallique dans la préservation des vies humaines ainsi que des biens publics.

Ce projet de fin d'étude est relatif au dimensionnement d'une construction métallique en (R+2) à usage Multiple. Ce projet se situe à **TADMAIT, DRAA BEN KHEDA (D.B.K)** wilaya de **Tizi-Ouzou**, classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa), groupe d'usage 2 selon le RPA 99 version 2013.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil à travers l'étude d'un bâtiment en charpente Métallique, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires en vigueur, et les logiciels de calcul disponibles.

Le présent mémoire est composé d'une introduction générale et neuf chapitres dont :

- ✚ Le premier chapitre englobe la présentation de la structure (description du projet, caractéristique des matériaux...).
- ✚ L'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations fait l'objet du deuxième chapitre.
- ✚ Le troisième chapitre présente l'évaluation des actions (étude de la neige et du vent selon les RNV 2013).
- ✚ Le quatrième chapitre a pour objet de présenter le pré-dimensionnement des éléments (solives, poutres et poteaux) et des éléments secondaires (escalier et acrotère).
- ✚ Le cinquième chapitre évoque l'étude du plancher mixte.
- ✚ Le sixième chapitre est consacré à l'étude sismique.
- ✚ Le septième chapitre consacré au pré-dimensionnement des contreventements.
- ✚ Le huitième chapitre traite la vérification des éléments à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT).
- ✚ Le neuvième chapitre traite le calcul des assemblages.
- ✚ Le dixième chapitre présente l'étude des fondations.

Enfin, le mémoire sera clôturé par une conclusion générale ou un récapitulatif des résultats à été donné.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE

L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSE

DE CALCUL

1/ Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage en charpente métallique, de ses caractéristiques géométriques, des données concernant le site ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

2/ Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier et à dimensionner un bâtiment de (R+2) en construction métallique d'usage multiple destinée pour le stockage (d'appareils électroménagers). Ce projet est implanté à TADMAIT, DRAA BEN KHEDA (D.B.K) wilaya de Tizi-Ouzou classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa), groupe d'usage 2 selon le RPA 99 version 2013. L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

3/ Données géométriques du projet:

Suivant les plans architecturales, les dimensions du bâtiment sont :

- Longueur totale = 19,99 m
- Largeur totale = 11,00 m
- Hauteur du RDC = 3,40 m
- Hauteur du 1^{er} étage = 3,40 m
- Hauteur du 2^{eme} étage = 3,40 m
- Hauteur totale sans acrotère = 10,20 m
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère = 10,80 m

4/ Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est un bloc d'usage stockage, implantée à la wilaya de TIZI-OUZOU dont :

- Altitude = 70 m
- Zone de neige = zone A
- Zone du vent = zone 1
- Zone sismique = II a (sismicité moyenne)
- Catégorie de terrain = III
- La contrainte Admissible Du sol $\sigma_{sol} = 2$ Bars

5/ Les règlements techniques utilisées :

Les différents règlements techniques utilisés dans notre travail sont les suivants :

- DTR.BC.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 : Règles de conception des structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 : Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 : Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- BAEL91/99 : Calcul des structures en béton aux états limites.
- Eurocode 3 : Règles des calculs des structures en acier.
- Eurocode 4: structure mixtes.

6/ Conception de l'ouvrage :

Il y a deux types de structure :

6.1 Conception architectural:

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et de 2 étages

Le RDC et l'étage1 seront destinés pour le stockage d'appareils électroménagers.

L'étage2 sera aménagé pour des Bureaux.

6.2 Conception structural :

6.2.1 Structure horizontal :

Elle désigne le plancher courant et le plancher terrasse.

A. Plancher courant:

La structure comporte deux types de plancher, et qui sont :

Rez-de-chaussée en dalle pleine.

Étage courant en planchers collaborant constitués de :

Une dalle en béton armé, armatures, une tôle nervurée, des solives et des goudjons connecteurs.

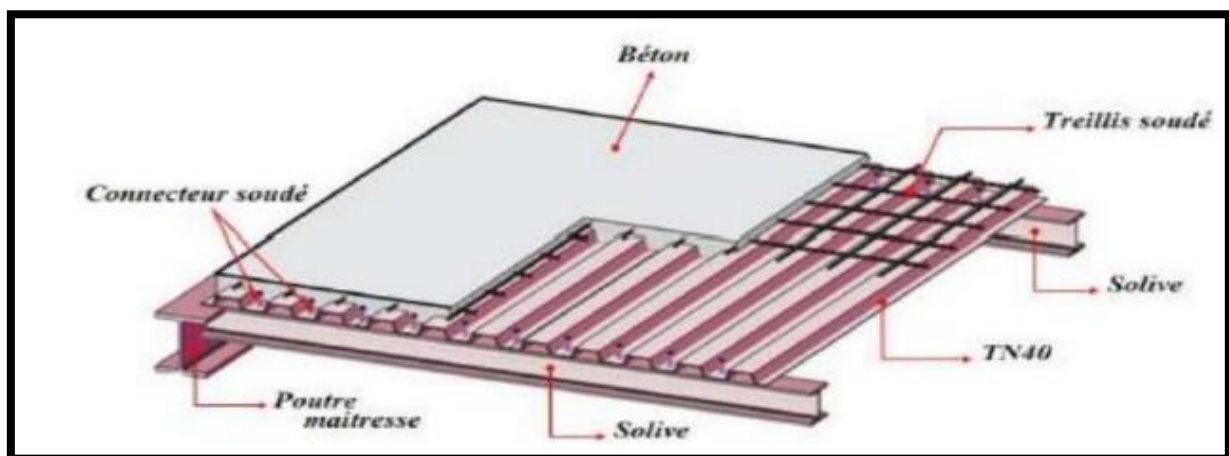


Figure I 1. Eléments constructifs d'un plancher mixte.

B. Plancher terrasse:

Il est identique aux planchers courant sauf que le versant est incliné par une petite pente, et la partie supérieure comporte des couches supplémentaires :

Étanchéité de protection, gravillon et isolant.

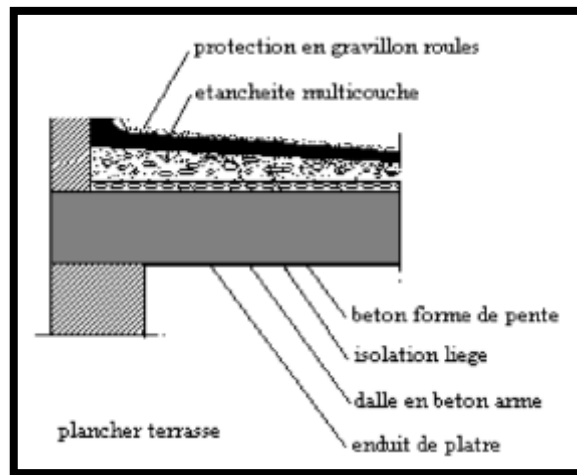


Figure I 2. Composition d'un plancher terrasse.

6.2.2 Structure vertical :

La structure est composée de murs en maçonnerie non porteurs.

A. Maçonneries :

Pour les murs extérieurs : Les murs sont en double cloison (deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur à l'extérieur et 10 cm à l'intérieur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique).

Pour les murs intérieurs : Les murs intérieurs ou murs de séparation sont en briques creuses d'épaisseur égale à 10 cm.

B. Les escaliers :

Le bâtiment comporte des escaliers à deux volées en métal, leur rôle est de relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements et circulations dans les étages.

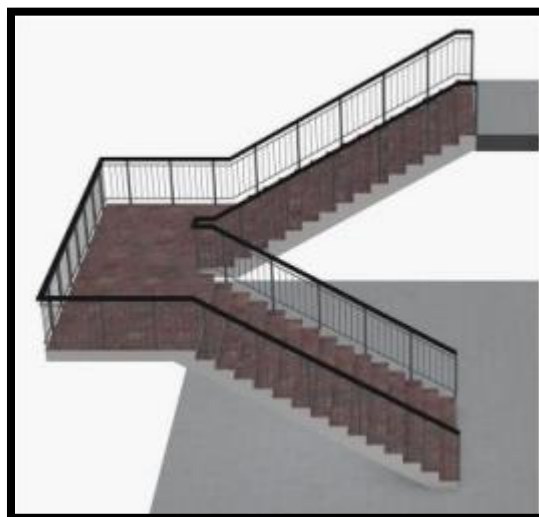


Figure I 3. Escaliers.

C. L'acrotère:

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 0,6 m encastré au niveau du plancher terrasse. Cet élément a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse son remplissage se fait à l'aide de béton coulé sur place.

D. Les fondations:

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Dans le cas de ce PFE, les fondations seront réalisées par des semelles isolées.

7/ Matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés sont les suivants :

7.1 L'Acier:

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de Carbone (1%). C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et l'autre élément essentiel est le carbone.

Dans le cas de cette étude l'acier utilisé est de nuance **S235** qui possède les caractéristiques mécaniques suivant :

- Module d'élasticité longitudinal: **$E = 210000 \text{ MPa}$**
- Module d'élasticité transversale : **$G = E/2(1+\nu) = 81000 \text{ MPa}$**
- Coefficient de Poisson: **$\nu = 0.3$**
- Coefficient de dilatation thermique : **$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$**
- La masse volumique de L'acier : **$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$**
- La limite ultime: **$F_u = 360 \text{ MPa}$**

7.2 Béton:

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables et gravillon) et d'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Ce matériau est utilisé pour sa bonne tenue en compression.

Dans le cas de ce projet (PFE), le béton utilisé est dosé à **350 Kg/m^3** de classe **C25** dont les résistances caractéristiques sont illustrés ci-dessous :

- Une résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** (BAEL 99/A2.1,12)
- La résistance à la traction à 28 jours : **$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$** ($F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$)
- Le poids spécifique : **$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$**
- Coefficient de retrait : **$\epsilon = 4 \times 10^{-6}$**
- Coefficient de poisson : **$\nu = 0$** à l'ELU ; **$\nu = 0.2$** à l'ELS
- Module d'élasticité instantané : **$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ MPa}$** (BEAL99/ A2.1 ;21)
- Module d'élasticité différé : **$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10819 \text{ MPa}$**

7.3 Les assemblage:

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

7.3.1 Le boulonnage:

Du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, le boulonnage et le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique. Dans le cas de cette étude, pour les assemblages des portiques auto stable, ce type d'assemblage est utilisé.

7.3.2 Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure. Ce dernier, ses caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuance d'acier utilisée.

8/ Conclusion :

Les caractéristiques géométriques, les données concernant le site ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux et les règlements techniques utilisés pour la réalisation et la conception de notre structure, permet par la suite de déterminer les charges et les surcharges des éléments de cette dernière.

CHAPITRE II :

EVALUATION DES CHARGES

ET SURCHARGES

1/ Introduction :

Ce chapitre concerne la définition des différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique **DTRB.C2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations)**. Les charges sont de deux catégories : permanentes et d'exploitation.

2/ Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :

2.1 Charge Permanente:

Désigne le poids propre de tous les composants permanents (les poteaux, les poutres, les cloisons, des plafonds et des différentes installations, ...etc).

2.1.1 Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau II 1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Nature de l'élément	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Dalle terrasse inaccessible	Protection en gravillon roulés (5 cm)	0,05	17	0,85
	Etanchéité multicouches (5 cm)	0,05	6	0,3
	Béton de pente (10 cm)	0,1	22	2,2
	Isolation thermique (4 cm)	0,04	4	0,16
	Dalle en béton armé (12 cm)	0,12	25	3
	TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,15
	Faux plafond	-	-	0,10
				G = 6,76

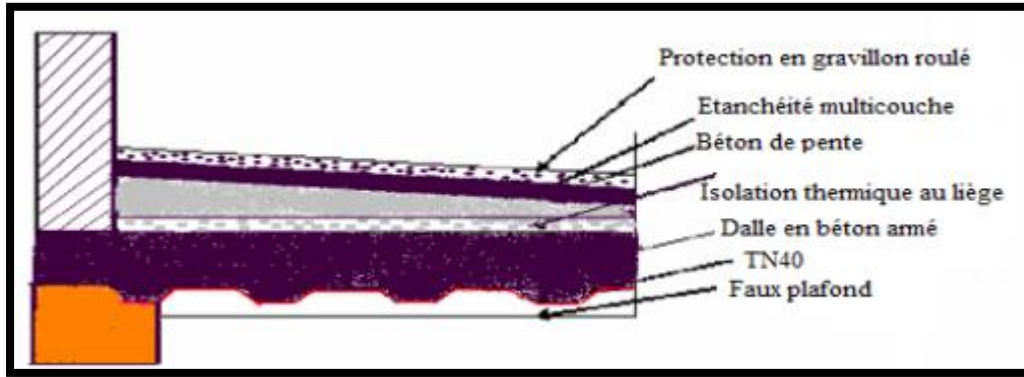


Figure II 1. Plancher terrasse inaccessible.

2.1.2 Plancher étage courant:

Tableau II 2. Charges permanentes du plancher courant.

Nature de l'élément	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Dalle courante	Cloison de repartition (10 cm)	0,1	9	0,9
	Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02	20	0,4
	Mortier de pose (2 cm)	0,02	20	0,4
	Isolation thermique (4 cm)	0,04	4	0,16
	Dalle en béton armé (12 cm)	0,12	25	3
	TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,15
	Faux plafond	-	-	0,10
				G = 5,11

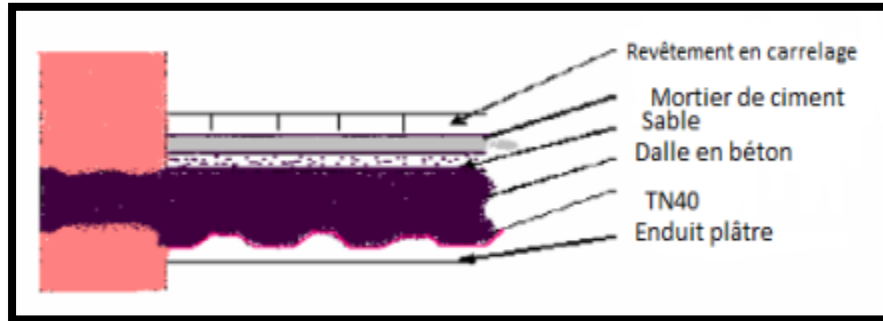


Figure II 2. Plancher étage courant.

2.1.3 Escalier:

2.1.3.1 Volée:

Tableau II 3. Charge permanente de la volée.

Couche	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Charges Permanente (KN/m ²)
Tôle striée (5 mm)	0,005	90	0,45
Mortier de pose (2 cm)	0,02	20	0,4
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02	20	0,4
			G = 1,25

2.1.3.2 Palier :

Tableau II 4. Charge permanente du palier d'escalier.

Couche	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Charges Permanente (KN/m ²)
Revêtement carrelage (2 cm)	0,02	20	0,4
Mortier de pose (2 cm)	0,02	20	0,4
Dalle en béton armé (12 cm)	0,12	25	3
TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,15
			G = 3,95

2.1.4 Murs extérieurs (double parois):

La maçonnerie utilisé est en brique creuse (double cloison), de 10cm d'épaisseur chacune d'elle.

Tableau II 5. Charge permanente pour mur extérieur.

Couche	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Charges Permanente (KN/m ²)
Brique (épaisseur 10 cm)	(0,1×2)	9	1,8
Revêtement extérieur	-	-	0,18
Revêtement intérieur	-	-	0,10
			G = 2,08

2.1.5 Acrotère:

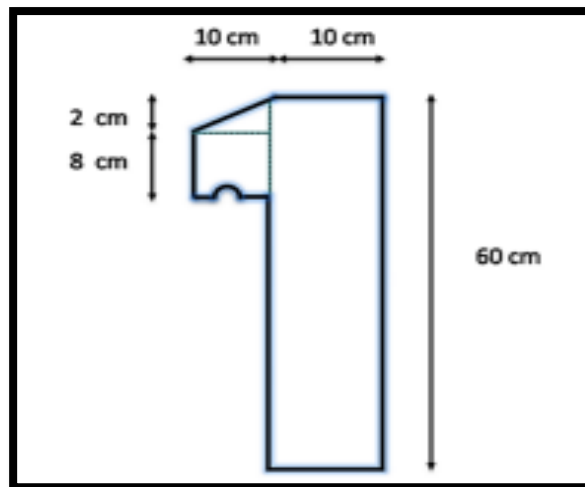
La charge de l'acrotères est donnée par : $G = V_b \times S$

Avec :

- V_b = poids volumique du béton
- $V_b = 2500 \text{ daN/m}^3$
- S = surface de l'acrotère
- $S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$
- Le poids propre de l'acrotère est :
- $p = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ KN/m}^2$

$G = G_{\text{Acrotère}} + G_{\text{mortier}}$

$G = 172.5 + 2.76 = 175.26 \text{ Kg/ml}$

**Figure II 3. Dimensions de l'acrotère.**

2.1.6 Murs intérieurs:

La maçonnerie utilisée est en brique creuse (une seul cloison).

Tableau II 6. Charge permanente pour mur intérieur.

Couche	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Charges Permanente (KN/m ²)
Brique (épaisseur 10 cm)	0,1	9	0,9
Revêtements intérieur	-	-	0,4
			G = 1,3

2.2 Surcharges d'exploitations (Q):

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquente l'immeuble. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique **DTR.C2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitations)**.

Tableau II 7. Les différentes surcharges d'exploitation.

Elements	Charge d'exploitations Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (stockage 1er étage)	3,5
Plancher étage courant (bureaux 2éme étage)	2,5
Escalier	2,5
Acrotère	1 (KN/ml)

3/ Conclusion:

Le règlement technique **DTRB.C2.2** nous permet de définir les normes qui fixent les valeurs des charges, qui sont deux catégories : permanentes et d'exploitation. Ce qui va nous permettre par la suite de déterminer les différentes sollicitations parmi elles : les charges climatiques produites par les charges du vent et de la neige.

CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS

1/ Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au **règlement neige et vent (RNV99) (D.T.R C2-47)**.

2/ Etude de la neige:

2.1 Introduction:

Le Règlement Neige et Vent Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol est soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000 mètres** par rapport au niveau de la mer.

Notre construction est implantée à **TADMAIT** située à une altitude de **70 m**, donc l'action de la neige sera calculée selon les **RNV 2013**.

2.2 Calcul des charges de neige:

Données du site :

- Zone : A
- Altitude : 70 m

2.3 Charge de neige sur les toitures ou autre surface:

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surfaces soumises à l'accumulation de la neige s'obtiennent par la formule suivante:

$$S = \mu \cdot SK \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

- SK (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture et appelé coefficient de forme.

2.4 Détermination de la charge Sk :

La charge caractéristique de neige sur le sol SK (KN/m^2) par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré H en m par rapport au niveau de la mer. S'obtiens par l'une des formules suivantes :

- Zone A : $Sk = \frac{0,07 H + 15}{100}$
- Zone B : $Sk = \frac{0,04 H + 10}{100}$
- Zone C : $Sk = \frac{0,0325 H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige

(TADMAIT est classé en zone de neige A) et l'altitude du lieu considéré est de ($H = 70 \text{ m}$), donc on aura :

$$Sk = \frac{0,07 H + 15}{100} = \frac{0,07 (70) + 15}{100} = 0,199 \text{ KN/m}^2$$

2.5 Détermination du coefficient de forme des toitures (μ) :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernent les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Tableau III 1. Les valeurs du coefficient μ .

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Dans notre projet on a une toiture **plate** ($\alpha=0^\circ$) donc : $\mu = 0,8$ (RNV 2013)

On aura:

$$S = 0,8 \times 0,199 = 0,1592 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 15,92 \text{ daN/m}^2.$$

3/ Etude au vent :

3.1 Introduction:

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent, et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au **Règlement Neige et Vent 2013**.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions, et des bâtiments y compris leurs composants et éléments de façade. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

3.2 Domaines d'applications :

Le règlement neige et vent (**RNV2013**) s'applique seulement sur :

- Les constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriels, etc...
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos,... etc).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages,... etc).

3.3 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

3.3.1 Effet de la région :

Valeur de la pression dynamique de référence q_{ref} (RNV99) :

La pression dynamique de référence q_{ref} est proportionnelle au carré de la vitesse de référence, elle est donnée pour les constructions permanentes par le tableau III .2 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

Tableau III 2. Pression dynamique de reference.

Zone	$q_{ref} \text{ (daN / m}^2\text{)}$
I	37,5
II	47,0
III	57,5

Le projet est situé à TADMAIT wilaya de TIZI-OUZOU, et selon le **RNV99** la Wilaya de TIZI-OUZOU est classée en **zone I**, et la pression dynamique de référence est :

$$q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

3.3.2 Coefficient de topographie C_t (z) :

Le coefficient de topographie C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc. Il est donné dans le tableau III.3 ci-dessous en fonction de la nature du site. Les types de site et les valeurs de C_t (z) sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III 3. Coefficient de topographie.

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

La structure étudiée est implantée sur un site plat, donc le coefficient de topographie C_t est égal à 1.

$$C_t(Z) = 1$$

3.3.3 Catégories de terrain:

Tableau III 4. Paramètres caractérisent la catégorie de terrain III

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0 (m)$	$Z_{min} (m)$	ϵ
III	0,215	0,3	5	0,61

Avec:

- $K_T (m)$: facteur de terrain
- $Z_0 (m)$: paramètre de rugosité
- $Z_{min} (m)$: hauteurs minimales
- ξ : coefficient utilisé pour le calcul de C_d

3.3.4 Calcul du coefficient dynamique C_d (RNV 2013) :

On se réfère au paragraphe du **RNV2013**, le coefficient dynamique **C_d** tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur simplifiée : Une valeur conservatrice de **$C_d = 1.0$** peut être considérée dans les cas suivants :

- Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15 m.
- Éléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz.
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.
- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60 m et à 6.5 fois le diamètre.

La structure du bâtiment étudiée étant une structure métallique, dont la hauteur ($h = 10.20$ m) est inférieure à 15m, une valeur conservatrice de $C_d = 1$ considérée pour les deux directions du vent V1 et V2.

$$h_{\text{bâtiment}} = 10.20 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow C_d = 1.0 .$$

3.4 Détermination de la pression statique due au vent:

La pression due au vent **p_h** qui s'exerce sur la structure de hauteur

$Z = 10.20$ m est donné par la formule suivante : (**Art 2.6 du RNV2013**)

$$P_h = q_h \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec :

- q_h : pression dynamique de pointe calculée à la hauteur Z considérée en (daN /m²).
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- h : Hauteur de référence qui est normalement égale à Z_e pour les actions extérieures et Z_i pour les actions intérieures. Généralement ($h = Z_e = Z_i$).

3.5 Calcul de la pression dynamique de pointe à la hauteur h :

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

$$q_h = q_{ref} \times C_e$$

Avec :

- q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes en fonction de la zone du vent , ($q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$) .
- C_e : Coefficient d'exposition au vent.

3.5.1 Coefficient d'exposition C_e au vent à la hauteur h :

Le coefficient d'exposition au vent **$C_e (Z)$** tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent (**Art 2.2 du RNV2013**).

Le coefficient d'exposition au vent est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- **C_r** : Coefficient de rugosité .
- **C_t** : Coefficient de topographie.
- **I_v** : L'intensité de la turbulence .
- **Z** : La hauteur considérée.

La hauteur de référence Z_e : La hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_h (h)$ dépendent des dimensions h et b de la construction.

On a :

$$h = 10,20 \text{ m (hauteur total de la construction)}$$

$$b = 11,00 \text{ m (largeur total de la construction)}$$

Dans notre cas : $h \leq b \rightarrow 10,20 < 11,00$ (**RNV 2013**)

$$Z_e = h = 10,20 \text{ m}$$

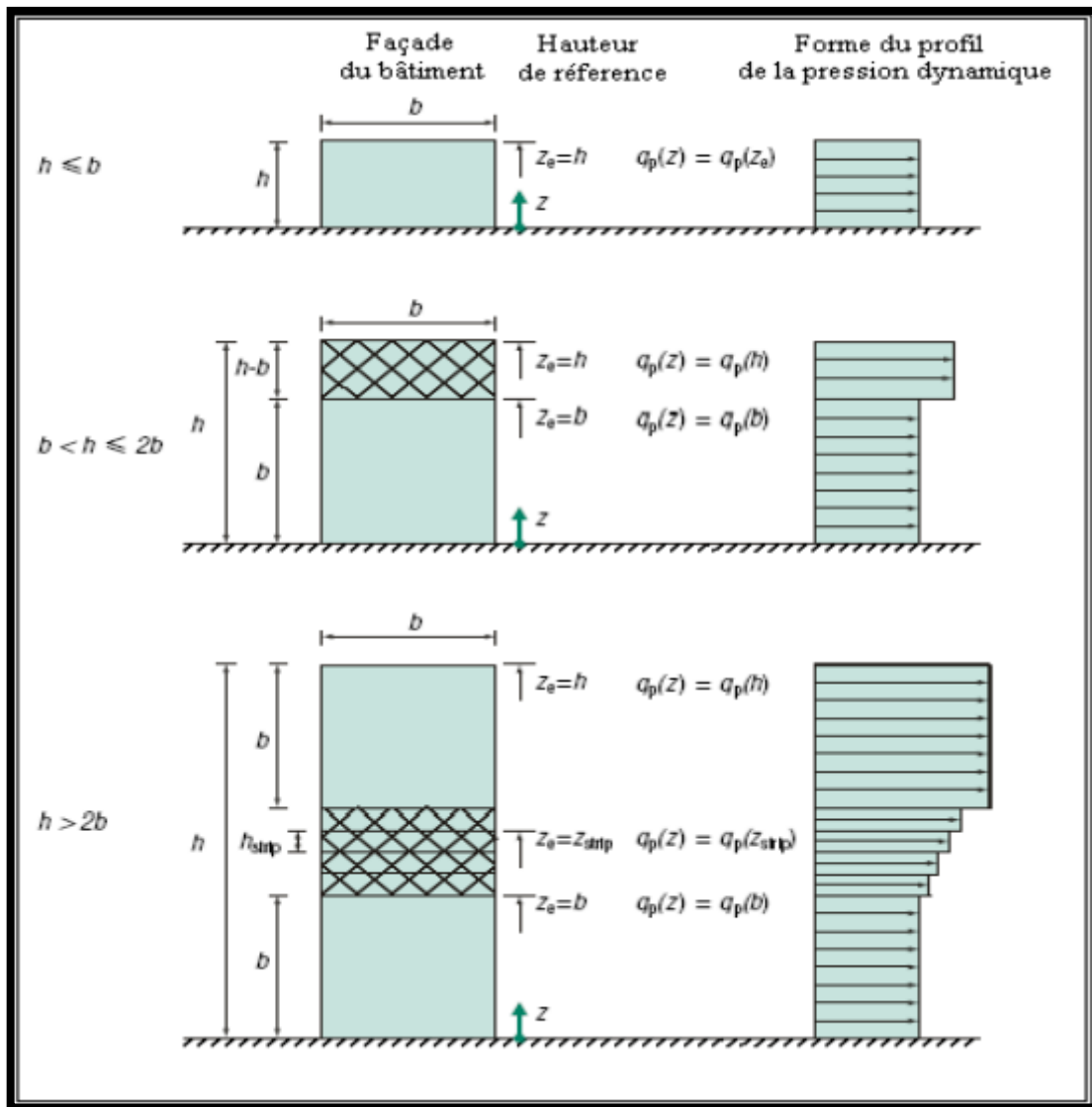


Figure III 1. Hauteur de référence z_e et le profil correspondant de pression dynamique de pointe (RNV 2013).

3.5.1.1 Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. La rugosité du sol engendre des frottements qui ralentissent le vent à basse altitude (RNV 2013 §2.4.4). Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$Cr(z) = KT \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$Cr(z) = KT \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{\min}$$

On a :

$$Z_0 = 0.3 \text{ m}, \quad Z_{\min} = 5 \text{ m}, \quad KT = 0.215$$

$$\rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z = 10.20 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

Donc :

$$Cr(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} = 200\text{m} \{Z = 10.20\text{m}\}$$

$$Cr(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{10.20}{0.3}\right) = 0.7582$$

3.5.1.2 Intensité de turbulence (RNV 2013) :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par cette équation : (Art 2.5 du RNV2013).

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

$$IV(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour} \quad Z \leq Z_{\min}$$

On a :

$$Z_0 = 0.3 \text{ m}, \quad Z_{\min} = 5 \text{ m}, \quad C_t(z) = 1, \quad Z = 10.20 \text{ m}$$

$$\rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z = 10.20 \text{ m}$$

Donc :

$$IV = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

$$IV(10.20) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10.20}{0.3}\right)} = 0.2836$$

Donc :

Le coefficient d'exposition est :

$$Ce = (C_t^2) \times (Cr^2) \times [1 + 7IV]$$

$$Ce(10.20 \text{ m}) = (1)^2 \times (0.7582)^2 \times (1 + 7 \times 0.2836) = 1.7155$$

$$Ce(10.20 \text{ m}) = 1.7161$$

Et :

La pression dynamique de pointe qh est :

$$qh = q_{\text{ref}} \times Ce$$

$$qh = 37.5 \times 1.7161$$

$$qh = 64.3538 \text{ daN/m}^2$$

On résume les résultats dans le tableau suivant:

Tableau III 5. Valeurs de qref, IV, Cr, Ce, qh.

Vent sur	Ze (m)	qref (daN/m ²)	IV	Cr	Ce	qh (daN/m ²)
Mur	10,20	37,5	0,2836	0,7582	1,7161	64,3538
Toiture	10,20	37,5	0,2836	0,7582	1,7161	64,3538

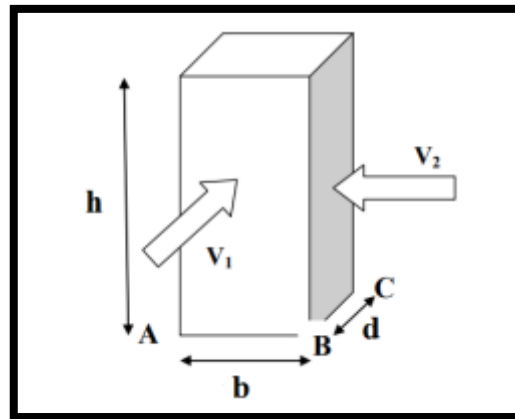


Figure III 2. Action du vent.

Les dimensions de notre structure suivant les prescriptions du RNV 2013 pour le calcul de C_d sont les suivantes :

- $h = 10.20 \text{ m}$
- $b = 11 \text{ m}$
- $d = 19.99 \text{ m}$

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage. Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment, on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- **La direction V1 du vent** : perpendiculaire à la façade principale.
- **La direction V2 du vent** : parallèle à la façade principale.

3.6 Calcul de la pression due au vent :

3.6.1 Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieur C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée A . Ils sont définis pour des surfaces chargées 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ (RNV 2013)

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} & \text{si : } A \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log(S) & \text{si : } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} & \text{si : } A \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Avec :

A (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Tableau III 6. Coefficients de pression extérieure de parois verticales.

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0.60m de hauteur $H_p/H = 0.60 / 10.20 = 0.0588$

Tableau III 7. Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

		zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
Arêtes vives (sans acrotères)		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	± 0.2	
Avec acrotères	$h_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0.10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	
Rives arrondies	$r/h = 0.05$	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4		± 0.2	
	$r/h = 0.10$	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3		± 0.2	
	$r/h = 0.20$	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3		± 0.2	
Brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3		± 0.2	
	$\alpha = 45^\circ$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4		± 0.2	
	$\alpha = 60^\circ$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5		± 0.2	

3.6.2 Direction du vent (V1) perpendiculaire au long-pan ($\theta = 0^\circ$) :

a) Parois verticales :

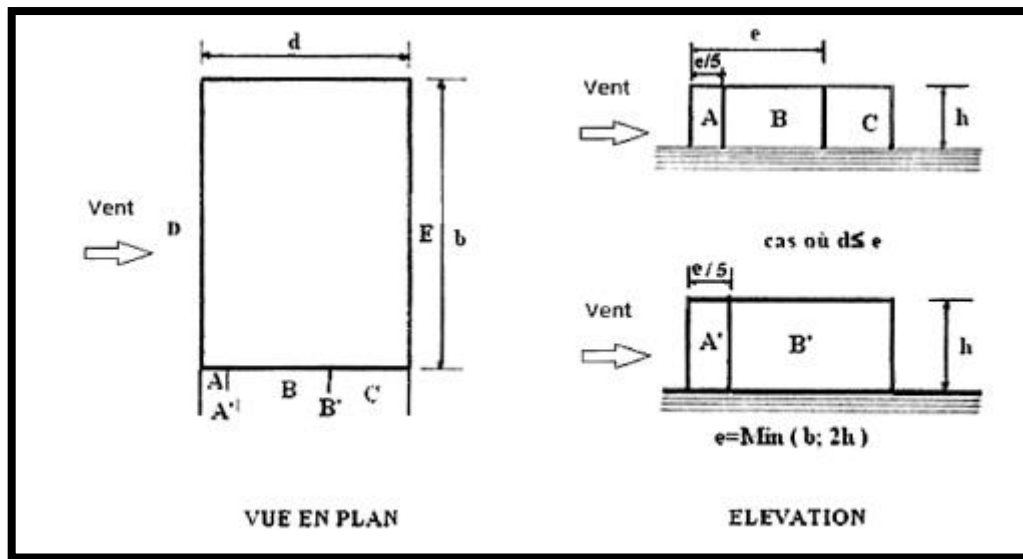


Figure III 3. Légende pour la paroi verticale.

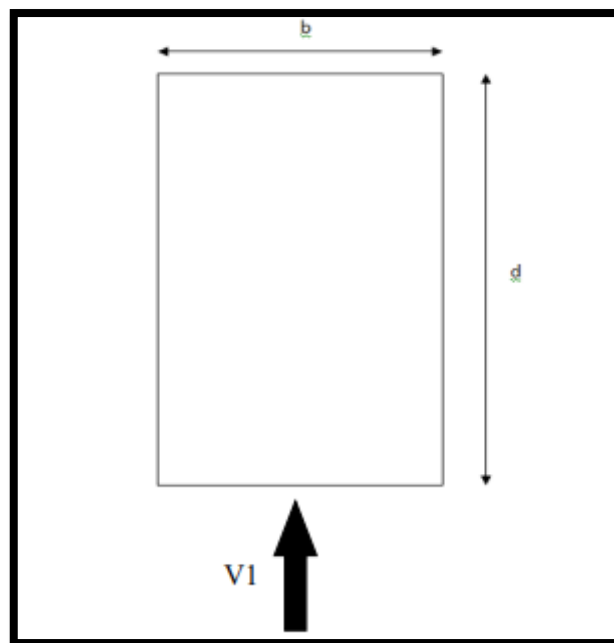


Figure III 4. Direction du vent V1.

Dans notre cas :

- b : (la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1), $b = 11.00$ m
- d : (la dimension parallèle à la direction du vent V1), $d = 19.99$ m
- h : la hauteur du bâtiment, $h = 10.20$ m
- $e = \min [b ; 2h] = \min [11.00 ; 20.4]$, $e = 11.00$ m

- $d = 19.99 \text{ m} > e = 11.00 \text{ m}$

Alors on aura trois zones A, B et C respectivement de largeur :

- $A = e/5$
- $B = e - (e/5)$
- $C = d - e$

d'où :

- $A = 11.00/5 = 2.2 \text{ m}$
- $B = 11.00 - (11.00/5) = 8.8 \text{ m}$
- $C = 19.99 - 11.00 = 8.99 \text{ m}$

➤ **Calcul des aires des zones A, B, C, D et E :**

$$A = 2.2 \times 10.20 = 22.44 \text{ m}^2$$

$$B = (11.00 - 2.2) \times 10.20 = 89.76 \text{ m}^2$$

$$C = 8.99 \times 10.20 = 91.69 \text{ m}^2$$

$$D = E = 11.00 \times 10.20 = 112.2 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 ($S > 10 \text{ m}^2$), donc on prend :

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

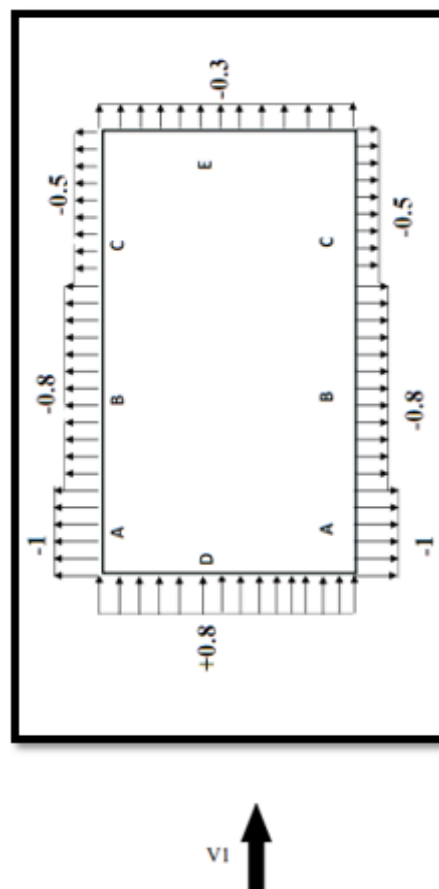


Figure III 5. Valeurs des coefficients de pression extérieures C_{pe} sur les parois verticales.

Tableau III 8. Cpe pour les zones A, B, C, D et E.

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

b) La toiture:

Dans notre cas :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$$h_p = 0.6 \text{ m}, h = 10.20 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0.6 / 10.20 = 0.0588$$

$$b = 11.00 \text{ m}, d = 19.99 \text{ m}, h = 10.20 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [11.00 ; 20.40]$$

$$e = 11.00 \text{ m}$$

➤ **Calcul des largeurs et longueurs des zones :**

- La largeur de la zone F = $e/10 = 11/10 = 1.1 \text{ m}$
- La longueur de la zone F = $e/4 = 11/4 = 2.75 \text{ m}$
- La largeur de la zone G = $e/10 = 11/10 = 1.1 \text{ m}$
- La longueur de la zone G = $b - 2 (e/4) = 11 - 2 (11/4) = 5.5 \text{ m}$
- La largeur de la zone H = $e/2 - (e/10) = 11/2 - (11/10) = 4.4 \text{ m}$
- La longueur de la zone H = $b = 11.00 \text{ m}$
- La largeur de la zone I = $b = 11.00 \text{ m}$
- La longueur de la zone I = $d - (e/2) = 19.99 - (11/2) = 14.49 \text{ m}$

➤ **Calcul des aires des zones F, G, H et I :**

$$F = 1.1 \times 2.75 = 3.025 \text{ m}^2$$

$$G = 1.1 \times 5.5 = 6.05 \text{ m}^2$$

$$H = 11 \times 4.4 = 48.4 \text{ m}^2$$

$$I = 11 \times 14.49 = 159.39 \text{ m}^2$$

On remarque que les surfaces H et I sont supérieures à 10 m^2 donc on prend

$$\mathbf{C_{pe} = C_{pe10}}$$

Tandis que les surfaces F et G sont $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$ donc on prend

$$\mathbf{C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log(S)}$$

Pour F :

$$C_{pe1} = -2 + (-1.4 - (-2)) \times \log(3.025) = -1.71$$

Pour G :

$$C_{pe1} = -1.6 + (-0.9 - (-1.6)) \times \log(6.05) = -1.05$$

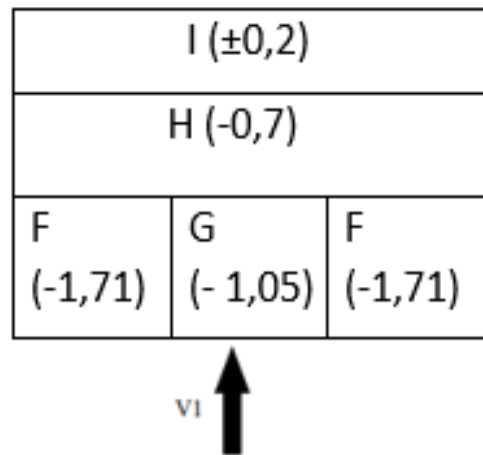


Figure III 6. Valeurs du coefficient de pression extérieure C_{pe} sur la toiture terrasse.

Tableau III 9. C_{pe} pour les zones F, G, H et I.

F	G	H	I
-1.71	-1.05	-0.7	±0.2

3.6.3 Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Les coefficients de pressions intérieures sont essentiellement donnés en fonction de la perméabilité des parois. La perméabilité des parois μ_p a pour expression :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler. La structure dispose de cloisons internes nous allons prendre comme valeur de C_{pi} les deux extremums (les deux bornes).

$$C_{pi} = +0.8 ; C_{pi} = - 0.5$$

- Valeur de la pression statique du vent : $P_h = q_h \times (C_{e} - C_{i})$:

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

- Sur les parois verticales (D, E, A et B) et toiture (F, G, H et I):

Tableau III 10. Valeurs de la pression statiques du vent P_h sur les parois verticales et toiture.

Zone	Cpe	Cpi	Cpe – Cpi	qh(daN/m ²)	ph(daN/m ²)
D	+0,8	+0,8	0	64,35	0
		-0,5	+1,3		83,65
E	-0,3	+0,8	+0,5	64,35	32,175
		-0,5	+0,2		12,87
A	-1	+0,8	-1,8	64,35	-115,83
		-0,5	-0,5		-32,175
B	-0,8	+0,8	-1,6	64,35	-109,96
		-0,5	-0,3		-19,305
C	-0,5	+0,8	-1,3	64,35	-83,655
		-0,5	0		0
F	-1,71	+0,8	-2,51	64,35	-161,52
		-0,5	-1,21		-77,86
G	-1,05	+0,8	-1,85	64,35	-119,05
		-0,5	-0,55		-35,39
H	-0,7	+0,8	-1,5	64,35	-96,525
		-0,5	-0,2		-12,87
I	+0,2	+0,8	-0,6	64,35	-38,61
		-0,5	+0,7		+45,045
	-0,2	+0,8	-1	64,35	-64,35
		-0,5	+0,3		19,305

- Force extérieure sur le bâtiment :

Tableau III 11. Force extérieure sur le bâtiment.

Zone	Ze (m)	Surface (m ²)	ph (daN/m ²)	Force totale (KN)
D	10,2	112,2	0	0
			83,65	93,85
E	10,2	112,2	32,175	36,1
			12,87	14,44
A	10,2	22,44	-115,83	-25,99
			-32,175	-7,22
B	10,2	89,76	-109,96	-98,70
			-19,305	-17,33
C	10,2	91,69	-83,655	-76,70
			0	0
F	10,2	3,025	-161,52	-4,89
			-77,86	-2,36
G	10,2	6,05	-119,05	-7,2
			-35,39	-2,14
H	10,2	78,4	-96,525	-75,68
			-12,87	-10,09
I	10,2	159,39	-38,61	-61,54
			45,045	71,8
			-64,35	-102,57
			19,305	30,77

3.6.4 Direction au vent V2 perpendiculaire au pignon :

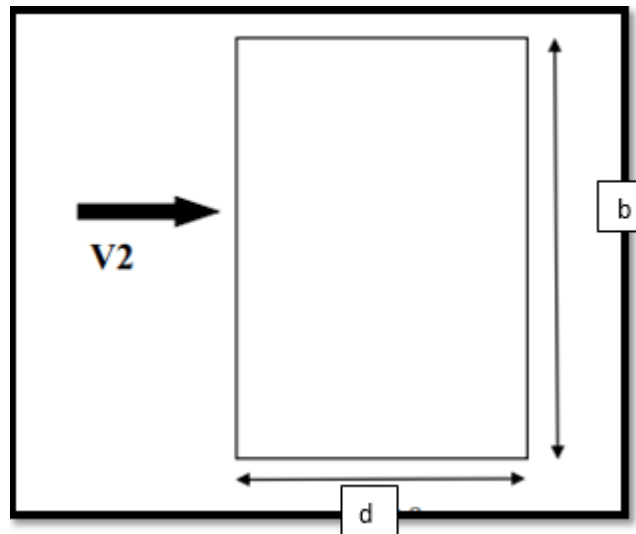


Figure III 7. Direction du vent V2.

a) Parois verticales :

Pour un vent frappant suivant le sens transversal, les dimensions d'après l'article deviennent :

$h = 10.20 \text{ m}$, $b = 19.99 \text{ m}$, $d = 11.00 \text{ m}$.

$b = 19.99 \text{ m}$ (dimension du côté perpendiculaire au vent V2)

$d = 11.00 \text{ m}$ (dimension du côté parallèle au vent V2)

$h = 10.20 \text{ m}$ (hauteur du bâtiment)

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [19.99 ; 2 \times 10.20] = 19.99 \text{ m}$

$e = 19.99 \text{ m} > d = 11.00 \text{ m}$ d'où :

- $A' = e/5 = 19.99/5 = 3.998 \text{ m}$
- $B' = e - (e/5) = 19.99 - (19.99/5) = 15.99 \text{ m}$

➤ Calcul des aires des zones A',B',D et E :

$$A' = 3.998 \times 10.20 = 40.78 \text{ m}^2$$

$$B' = 15.99 \times 10.20 = 163.01 \text{ m}^2$$

$$D = E = 19.99 \times 10.20 = 203.90 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 ($S > 10 \text{ m}^2$) donc on prend :

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

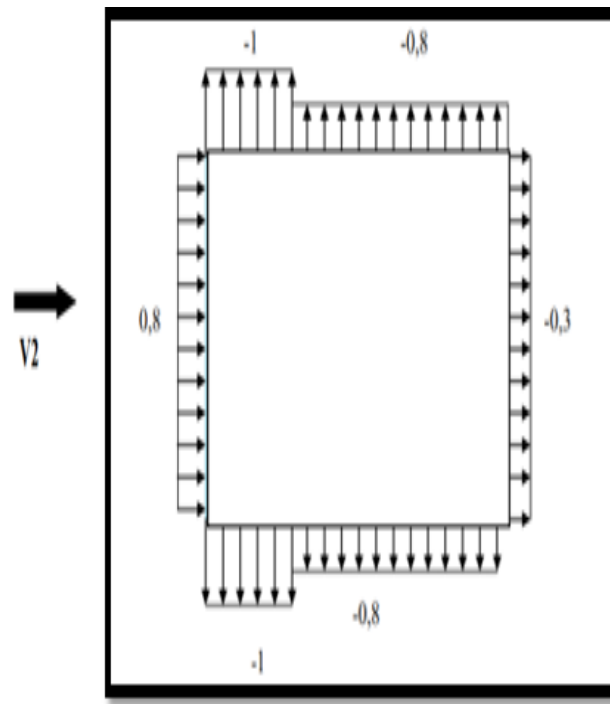


Figure III 8.Valeurs des coefficients de pression extérieures C_e sur les parois verticales.

Tableau III 12.Valeurs de C_{pe} des zones A', B', D et E.

Zone	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	+0,8	-0,3

b) La toiture :

Le calcul se fait de la même façon que pour le sens longitudinal.

Dans notre cas :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$h_p = 0.6$ m, $h = 10.20$ m

$h_p / h = 0.6 / 10.20 = 0.0588$

$b = 19.99$ m, $d = 11.00$ m, $h = 10.20$ m

$e = \min [b ; 2h] = \min [19.99 ; 20.40]$

$e = 19.99$ m

➤ Calcul des largeurs et longueurs des zones :

- La largeur de la zone F = $e/10 = 19.99/10 = 1.999$ m
- La longueur de la zone F = $e/4 = 19.99/4 = 4.998$ m
- La largeur de la zone G = $e/10 = 19.99/10 = 1.999$ m
- La longueur de la zone G = $b - 2 (e/4) = 19.99 - 2 (19.99/4) = 9.995$ m
- La largeur de la zone H = $e/2 - e/10 = 19.99/2 - 19.99/10 = 7.997$ m
- La longueur de la zone H = $b = 19.99$ m

- La largeur de la zone I = $b = 19.99 \text{ m}$
- La longueur de la zone I = $d - e/2 = 11.00 - 19.99/2 = 1.005 \text{ m}$

➤ **Calcul des aires des zones F, G, H et I:**

$$F = 1.999 \times 4.998 = 9.99 \text{ m}^2$$

$$G = 1.999 \times 9.995 = 19.98 \text{ m}^2$$

$$H = 19.99 \times 7.997 = 159.86 \text{ m}^2$$

$$I = 19.99 \times 1.005 = 20.09 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces G, H et I sont supérieures à 10 m^2 donc on prend $C_{pe} = C_{pe10}$

Tandis que la surface F est entre $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$ donc on prend

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log(S)$$

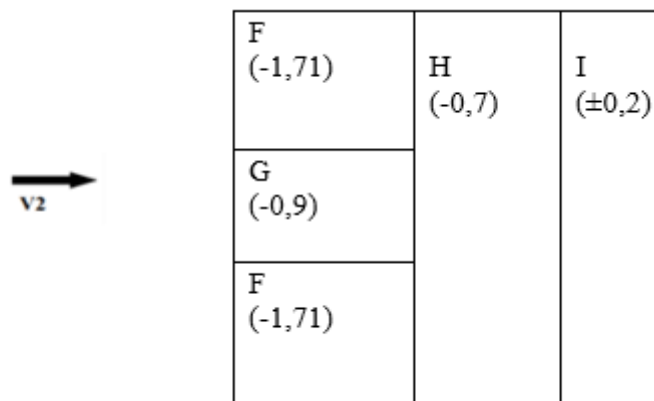


Figure III 9. Légende pour les toitures plates.

Tableau III 13. Valeurs de C_{pe} des zones F, G, H et I.

F	G	H	I
-1,71	-0,9	-0,7	±0,2

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

- Sur les parois verticales (D, E, A' et B') et Versant de toiture (F, G, H et I):

Tableau III 14. Valeurs de la pression statique du vent (V2) Ph sur les parois verticales et toiture.

Zone	Cpe	Cpi	Cpe – Cpi	qh(daN/m ²)	ph(daN/m ²)
D	+0,8	+0,8	0	64,35	0
		-0,5	+1,3		83,65
E	-0,3	+0,8	+0,5	64,35	32,175
		-0,5	+0,2		12,87
A'	-1	+0,8	-1,8	64,35	-115,83
		-0,5	-0,5		-32,175
B'	-0,8	+0,8	-1,6	64,35	-109,96
		-0,5	-0,3		-19,305
F	-1,71	+0,8	-2,51	64,35	-161,52
		-0,5	-1,21		-77,86
G	-0,9	+0,8	-1,7	64,35	-38,61
		-0,3	-0,6		-109,395
H	-0,7	+0,8	-1,5	64,35	-96,525
		-0,5	-0,2		-12,87
I	+0,2	+0,8	-0,6	64,35	-38,61
		-0,5	+0,7		45,045
	-0,2	+0,8	1		64,35
		-0,5	+0,3		19,305

- Force extérieure sur le bâtiment:

Tableau III 15. Force extérieure sur le bâtiment.

Zone	Ze (m)	Surface (m ²)	ph (daN/m ²)	Force totale (KN)
D	10,2	203,90	0	0
			83,65	170,56
E	10,2	203,90	32,175	65,60
			12,87	26,24
A'	10,2	40,78	-115,83	-47,24
			-32,175	-13,12
B'	10,2	74,42	-109,96	-81,83
			-19,305	-14,37
F	10,2	9,99	-161,52	-16,14
			-77,86	-77,78
G	10,2	19,98	-38,61	-7,71
			-109,395	-21,86
H	10,2	159,86	-96,525	-154,30
			-12,87	-20,57
I	10,2	20,09	-38,61	-7,75
			45,045	9,04
			-64,35	-12,93
			19,305	3,87

3.7 Calcul de la force de frottement F_{fr} :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire total de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinée par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent) **RNV 2013**.

Condition à vérifier :

$$2(d \times hc) \leq 4(2b \times hc)$$

Sens V1 : $d = 19.99 \text{ m}$, $b = 11.00 \text{ m}$, $h = 10.20 \text{ m}$

$$2(19.99 \times 10.20) = 407.79 \text{ m}^2 < 4(2 \times 11.00 \times 10.20) = 897.6 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

Sens V2 : $d = 11.00 \text{ m}$, $b = 19.99 \text{ m}$, $h = 10.20 \text{ m}$

$$2(11.00 \times 10.20) = 224.4 \text{ m}^2 < 4(2 \times 19.99 \times 10.20) = 1631.18 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

Les forces de frottement sur les parois peuvent être négligées.

- **Calcul de l'action globale du vent par les coefficients de forces:**

La force globale exercée par le vent F_w est donnée par la loi suivante:

$$F_w = c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref}$$

Calcul du coefficient de force c_f (**RNV2013, §4.0**):

$$c_f = c_{f,0} \times \psi\lambda$$

$$c_{f,0} = 2.33$$

$$\lambda = h/b = 10.8/19.99 = 0.54 < 1$$

$$\psi\lambda = 0.65 \quad c_f = c_{f,0} \times \psi\lambda = 2.33 \times 0.65 = 1.495$$

L'aire de référence revenant au système de contreventement A_{ref} :

ETAGE 3: (niveau terrasse):

$$A_{ref3} = (1.7 \times 11) = 18.7 \text{ m}^2$$

$$F_{w3} = c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref3}$$

$$F_{w3} = 1 \times 1.495 \times 64.35 \times 18.7 = 1799 \text{ daN} = 17.99 \text{ KN}$$

ETAGE 2 et ETAGE 3:

$$A_{ref21} = 3.4 \times 11 = 37.4 \text{ m}^2$$

$$F_{w2.1} = c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref2.1}$$

$$F_{w2.1} = 1 \times 1.495 \times 64.35 \times 37.4 = 3598 \text{ daN} = 35.98 \text{ KN}$$

❖ Remarque:

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications à ELU, le facteur de charge partielle $\gamma_Q = 1.50$ est applicable pour les actions variables.

$$F_{W3} = 1.5 \times 32.69 = 49 \text{ kN}$$

$$F_{W2.1} = 1.5 \times 65.25 = 97.875 \text{ kN}$$

4/ Conclusion :

Le calcul des différentes charges permet par la suite de déterminer les charges de calcul pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure.

CHAPITRE IV : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

1/ Introduction :

Ce chapitre est consacré aux pré dimensionnements des éléments structuraux et non structuraux. En s'appuyant sur les charges et surcharges estimées dans les chapitres précédent, un calcul minutieux est mené suivant le code de calcul Eurocode3.

2/ Calcul des Solives :

2.1 Définition des solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple.

Dans le cas de la structure étudiée, un écartement de $e = 1.19$ m est considéré c.à.d. le nombre de solive $n = 4$.

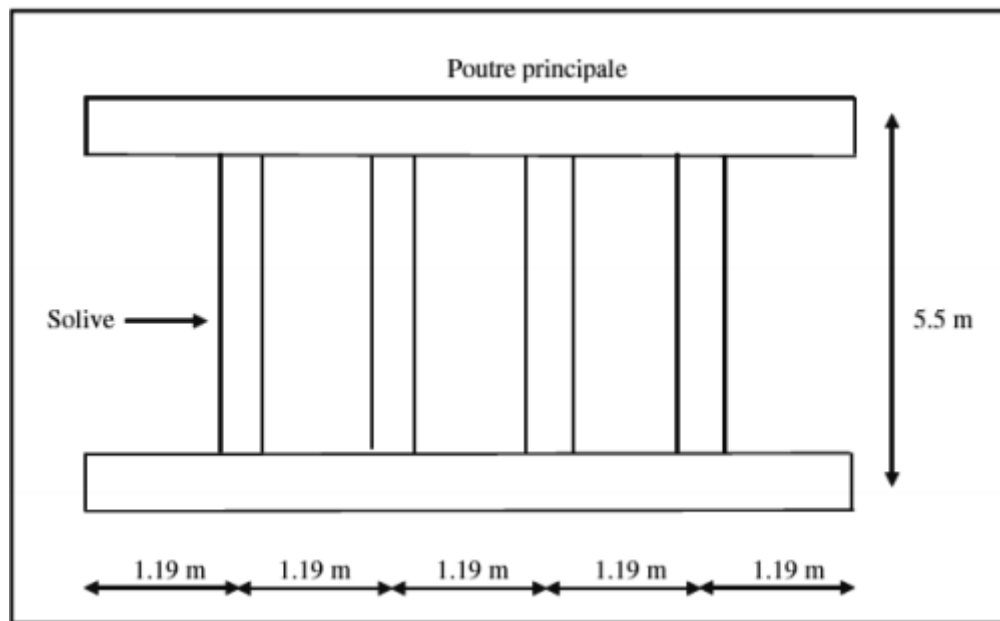


Figure IV 1. Présentation schématique des solives.

2.2 pré dimensionnement des solives :

2.2.1 Cas des solives plancher terrasse :

la solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Charge permanente du plancher : $G = 6.76 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Charge de neige : $s = 0.199 \text{ KN/m}^2$

A ELS : $Q_s = (G + Q) = (6.76 + 1) = 7.76 \text{ KN/m}^2$

A ELU : $Q_u = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times (6.76) + 1.5 (1) = 10.626 \text{ KN/m}^2$

2.2.2 Cas des solives Plancher du 2ème étage :

- Charge permanente : $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$QELS' = (G+Q) = (5.11+2.5) = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

$$QELU' = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times (5.11) + 1.5 (2.5) = 10.64 \text{ KN/m}^2$$

2.2.3 Cas des solives Plancher du 1er étage :

- Charge permanente : $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$QELS'' = (G+Q) = (5.11+3.5) = 8.61 \text{ KN/m}^2$$

$$QELU'' = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times (5.11) + 1.5 (3.5) = 12.15 \text{ KN/m}^2$$

❖ Remarque:

Après comparaison entre les charges calculées ci-dessus, les charges retenues pour le prédimensionnement de la solive sont celles appliquées à l'élément solive du 1er étage, à s'avoir:

- $QELS'' = 8.61 \text{ KN/m}^2$
- $QELU'' = 12,15 \text{ KN/m}^2$

A. Condition de flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Pour : $\bar{f} \leq l / 250$ Pour planchers en général

Avec:

- Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg /cm}^2$
- $L = 5.5 \text{ m} = 550 \text{ cm}$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive

$$QELS'' = 8.61 \times 1.19 = 10.25 \text{ KN/m}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^3 \times 250}{384EI} \rightarrow I_y = \frac{5 \times 10.25 \times 550^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2643.45 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 220** Avec : ($I_y = 2772 \text{ cm}^4$)

- Classe du profilé IPE 220 :
- Classe de l'âme :

$$d/tw \leq 72\varepsilon$$

Avec $f_y = 235$ MPa

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{h-(2(tf+r))}{tw} = \frac{220-(2(9,2+12))}{5,9} = 30,1 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

- Classe de la semelle :

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{b}{2}}{tf} \leq 9\varepsilon$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{110}{2}}{9,2} = 5,978 < 9 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1.

- Caractéristique du profilé IPE 220:

Tableau IV 1. Caractéristique du profilé IPE 220.

Designation on Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/ m)	A (cm ²)	H (m m)	r (m m)	B (m m)	tf (mm)	tw (mm)	Iy (cm ⁴)	Wpl,y (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)
IPE220	26.2	33.4	220	12	110	9.2	5.9	2772	285	58.1	9.11	205	2.48

B. Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU):

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

On a :

$$Q_{ELU} = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times (5.11) + 1.5 (3.5) = 12.15 \text{ KN/m}^2$$

On a aussi :

$$Q_{ELU} = 12.15 \times 1.19 + 1.35 \times 0.262 = 15.23 \text{ KN/m}$$

On vérifie que $M_{usd} \leq M_{ply Rd}$:

$$M_{usd} = \frac{Q.L^2}{8}$$

Avec :

$$M_{\text{usd}} = \frac{15.23 \times 5.5^2}{8} = 57.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ply}, Rd} = \frac{W_{\text{pl}, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 60.88 \text{ KN.m}$$

Donc on a:

$$M_{\text{usd}} = 57.59 \text{ KN.m} < M_{\text{ply}, Rd} = 60.88 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

C. Vérification de résistance au cisaillement:

On a :

$$Q_{\text{ELU}} = 15.25 \text{ KN/m}$$

Nous allons vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl, Rd}$:

$$V_{sd} = QL / 2 = 15.25 \times 5.5 / 2 = 41.94 \text{ KN}$$

$$V_{pl, Rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 1590 \text{ mm}^2 \text{ (du tableau des profilés métalliques)}$$

$$V_{pl, Rd} = \frac{1590 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 196.12 \text{ KN}$$

On a:

$$V_{sd} = 41.94 \text{ KN} < V_{pl, Rd} = 196.12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

On a aussi :

$$V_{sd} = 41.94 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl, Rd} = 98.06 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

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

D. Verification de la flèche (poids propre inclut):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit :

$$pp = 26.2 \text{ Kg/m} = 0.262 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ELS}} = qc + pp = 10.25 + 0.262 = 10.51 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{\text{max}}$$

$$\delta = \frac{5 \times 10.51 \times 5.5^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 2.15 \text{ cm} < \delta_{\text{max}} = \frac{550}{250} = 2.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

2.3 Conclusion :

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de l'EUROCODE 3 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

3/ Pré-dimensionnement des poutres :

3.1 Définition des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur les planchers vers les poteaux. Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. Le pré-dimensionnement des poutres se repose sur des principes structuraux relativement simples.

3.2 Poutre principale de terrasse :

3.2.1 Poutre de rive :

A. Calcul des Charges:

$$G_{\text{solives}} = 0.262 / 1.19 = 0.22 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV 2. Chargement poutre principale (plancher terrasse)

Chargement	$G = 6.76 \text{ KN/m}^2$ $G_s = 0.22 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{acr}} = 1.75 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{\text{total}} = (6.76 + 0.22 + 1.75) 2.75$ $G_{\text{total}} = 20.56 \text{ KN/m}$	$Q_{\text{total}} = 1 \times 2.75$ $Q_{\text{total}} = 2.75 \text{ KN/m}$
Pondérée	$1,35G + 1,5Q = 1,35(20.56) + 1,5(2.75) = 31.88 \text{ KN/m}$	
Non pondérée	$G + Q = 20.56 + 2.75 = 23.31 \text{ KN/m}$	

3.2.2 Poutre intermédiaire:

Tableau IV 3. Chargement poutre principale (plancher terrasse).

Chargement	$G = 6.76 \text{ KN/m}^2$ $G_s = 0,22 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{\text{total}} = (6.76 + 0.22) 5.5$ $G_{\text{total}} = 38.39 \text{ KN/m}$	$Q_{\text{total}} = 1 \times 5.5$ $Q_{\text{total}} = 5.5 \text{ KN/m}$
Pondérée	$1,35G + 1,5Q = 1,35(38.39) + 1,5(5.5) = 60.077 \text{ KN/m}$	
Non pondérée	$G + Q = 38.39 + 5.5 = 43.89 \text{ KN/m}$	

3.3 Poutre principale d'étage courant :

3.3.1 Poutre principale (plancher 2ème étage) :

3.3.1.1 Poutre de rive:

A. Calcul des charges:

$$G \text{ du mur extérieur} = 2.08 \times 3.4 = 7.072 \text{ KN/m}$$

Tableau IV 4. Chargement poutre principale (plancher étage courant)

Chargement	$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$ $G_s = 0.22 \text{ KN/m}^2$ $G_{MUR} = 7.072 \text{ KN/m}$	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{total} = (5.11 + 0.22) 2.75 + 7.072$ $G_{total} = 21.73 \text{ KN/m}$	$Q_{total} = 2.5 \times 2.75$ $Q_{total} = 6.875 \text{ KN/m}$
Pondérée	$1,35G + 1,5Q = 1,35(21.73) + 1,5(6.875) = 39.65 \text{ KN/m}$	
Non pondérée	$G + Q = 21.73 + 6.875 = 28.605 \text{ KN/m}$	

3.3.1.2 Poutre intermédiaire:**B. Calcul des charges:**

$$G_{\text{mur intérieur}} = 1.3 \times 3.4 = 4.42 \text{ KN/m}$$

Tableau IV 5. Chargement poutre principale (plancher étage courant)

Chargement	$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$ $G_s = 0.22 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{Mint}} = 4.42 \text{ KN/m}$	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{total} = (5.11 + 0.22) \times 5.5 + 4.42$ $G_{total} = 33.735 \text{ KN/m}$	$Q_{total} = 2.5 \times 5.5$ $Q_{total} = 13.75 \text{ KN/m}$
Pondérée	$1,35G + 1,5Q = 1,35(33.735) + 1,5(13.75) = 66.167 \text{ KN/m}$	
Non pondérée	$G + Q = 33.735 + 13.75 = 47.485 \text{ KN/m}$	

3.3.2 poutre principale (plancher 1 er étage):**3.3.2.1 Poutre de rive:****A. Calcul des charges:**

$$G_{\text{du mur extérieur}} = 2.08 \times 3.4 = 7.072 \text{ KN/m}$$

Tableau IV 6. Chargement poutre principale (plancher étage courant)

Chargement	$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$ $G_s = 0.22 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{MUR}} = 7.072 \text{ KN/m}$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{\text{total}} = (5.11 + 0.22) \cdot 2.75 + 7.072$ $G_{\text{total}} = 21.73 \text{ KN/m}$	$Q_{\text{total}} = 3.5 \times 2.75$ $Q_{\text{total}} = 9.625 \text{ KN/m}$
Pondérée	$1,35G + 1,5Q = 1,35(21.73) + 1,5(9.625) = 43.77 \text{ KN/m}$	
Non pondérée	$G + Q = 21.73 + 9.625 = 31.35 \text{ KN/m}$	

3.3.2.2 Poutre intermédiaire:

Tableau IV 7. Chargement poutre principale (plancher étage courant).

Chargement	$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$ $G_s = 0.22 \text{ KN/m}^2$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{\text{total}} = (5.11 + 0.22) \times 5.5$ $G_{\text{total}} = 29.315 \text{ KN/m}$	$Q_{\text{total}} = 3.5 \times 5.5$ $Q_{\text{total}} = 19.25 \text{ KN/m}$
Pondérée	$1,35G + 1,5Q = 1,35(29.315) + 1,5(19.25) = 68.45 \text{ KN/m}$	
Non pondérée	$G + Q = 29.315 + 19.25 = 48.565 \text{ KN/m}$	

❖ Remarque:

Après comparaison entre les charges calculées ci dessus, les charges retenues pour le prédimensionnement de la poutre sont celles appliquées à l'élément poutre (intermédiaire) du 1er étage, à s'avoir :

$$Q_{ELS}'' = 48.565 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ELU}'' = 68.45 \text{ KN/m}^2$$

B. Condition de flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\text{max}} \leq \bar{f}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$\text{et } \bar{f} \leq l / 250$$

$$I \geq \frac{5ql^4}{384E\bar{f}} = \frac{5 \times 48.565 \times 5.95^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 15857.46 \text{ cm}^4$$

Après avoir fait plusieurs calculs par tâtonnements nous avons trouvé que L'IPE 450 est vérifié.
On prend **IPE 450** ($I_y = 33740 \text{ cm}^4$).

- **Classe du Profile IPE 450:**
- **Classe de l'âme:**

$$d/t_w \leq 72 \varepsilon$$

$$\text{Avec } f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{450 - (2(14.6 + 21))}{9.4} = 41.66 < 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{190}{2}}{14.6} = 6.5 < 9 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1, les calculs se font dans le domaine plastique.

Tableau IV 8. Caractéristiques du profilé IPE 450

Designation Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/ m)	A (cm ²)	H (mm)	r (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
IPE 450	77.6	98.8	450	21	190	14.6	9.4	33740	1702	276	18.5	1676	4.12

3.4 Vérification :

3.4.1 Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

$$G = 68.45 \text{ KN/m} \quad ; \quad P_p = 0.776 \text{ KN/m}$$

$$Q_{Elu} = 68.45 + 1.35 \times 0.776 = 69.497 \text{ KN/m}$$

On vérifie que $M_{usd} \leq M_{ply,Rd}$:

$$M_{usd} = \frac{Q \cdot L^2}{8}$$

Avec:

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre.

$$M_{usd} = \frac{69.497 \times 5.95^2}{8} = 307.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 363.61 \text{ KN.m}$$

Donc on a:

$$M_{usd} = 307.54 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 363.61 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

3.4.2 Vérification de résistance au cisaillement :

On a :

$$Q_{ELU} = 69.497 \text{ KN/m}$$

Nous allons vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_l}{2} = \frac{69.497 \times 5.95}{2} = 206.75 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_{vz} = 5090 \text{ mm}^2 \text{ (du tableau des profilés métalliques)}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{50.9 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 627.82 \text{ KN}$$

On a:

$$V_{sd} = 206.75 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 627.82 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

On a aussi:

$$V_{sd} = 206.75 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,Rd} = 313.91 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

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

3.4.3 Vérification de la flèche (poids propre inclus):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :

$$P_p = 77.6 \text{ Kg/m} = 0.776 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ELS} = Q_{ELS} + P_p = 48.565 + 0.776 = 49.34 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 49.34 \times 595^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 33740} = 1.13 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{595}{250} = 2.38 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition Vérifiée).}$$

3.4.4 Conclusion :

Le profilé **IPE 450** répond à toutes les conditions de l'EUROCODE 3 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

3.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations, généralement les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils

ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages. La règle empirique pour un poteau en profilé :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \quad \rightarrow \quad i_y = \frac{l_f}{25} = \frac{340 \times 0.7}{25} = 9.52 \text{ cm}$$

On prend un **HEA240** avec : ($i_y = 10.05 \text{ cm}$)

- **Caractéristiques géométriques de la section :**

Soit **HEA240** Grade S235 (terminologie selon EC3)

- **Classe de la section:**

- **Classe de la semelle (en compression) :**

La valeur limite de la classe 1 pour la semelle : $\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc : } \varepsilon = 1, 10\varepsilon = 10$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{120}{12} = 10 \leq 10\varepsilon \quad \rightarrow \quad \text{Classe de la semelle 1.}$$

- **Classe de l'âme (en flexion) :**

La valeur limite de la classe 1 pour l'âme sujette à la flexion : $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc } \varepsilon = 1, 72\varepsilon = 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{7.5} = 21.8 \leq 72 \quad \rightarrow \quad \text{Classe de l'âme 1.}$$

La section est de Classe 1.

Tableau IV 9. Caractéristiques du profilé HEA240

Designation Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/ m)	A (cm ²)	H (mm)	r (mm)	B (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Iy (cm ⁴)	Wpl,y (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	iz (cm ⁴)
HEA240	60.3	76.8	230	21	240	12	7.5	7763	744.6	351.7	10.05	2769	6.00

3.5.1 Vérification du poteau :

3.5.1.1 Calcul des charges:

a) Plancher terrasse:

- La surface: $S = 5.5 \times 5.95 = 32.73 \text{ m}^2$
- Poids des solives: $G_s = 0.262 \times 5.5 = 1.44 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales et de rives $G_{pp} = 0.776 \times 5.95 = 4.617 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau : $G_{pot} = 0.603 \times 3.4 = 2.05 \text{ KN}$
- Poids du plancher terrasse : $G_{pt} = 6.76 \times 32.725 = 221.221 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation terrasse: $Q = 1 \times 32.725 = 32.725 \text{ KN}$
- Charge de la neige : $0.199 \times 32.725 = 6.512 \text{ KN}$
- $G_t = 1.441 + 4.617 + 2.05 + 221.221 = 229.329 \text{ KN}$

Alors : $N_t = 1.35 \times 229.329 + 1.5 \times (32.725 + 6.512) = 368.45 \text{ KN}$

b) Plancher étage courant:

- La surface: $S = 5.5 \times 5.95 = 32.275 \text{ m}^2$
- Poids des solives : $G_s = 0.262 \times 5.5 = 1.441 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales : $G_{pp} = 0.776 \times 5.95 = 4.617 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau : $G_{pot} = 0.603 \times 3.4 = 2.05 \text{ KN}$
- Poids du plancher étage courant : $G_{pt} = 5.11 \times 32.725 = 167.225 \text{ KN}$
- Poids du mur extérieur : $G_{mur} = 2.08 \times 6.8 \times 5.95 = 84.157 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation: $Q = 3.5 \times 32.725 = 114.538 \text{ KN}$

Alors : $N_c = 1.35 \times (1.441 + 4.617 + 2.05 + 167.225 + 84.157) + 1.5 (114.538) = 522.12 \text{ KN}$

c) Calcul de N_{sd} :

$N_{sd} = N_t + 2N_c = 368.45 + (2 \times 522.12) = 1472.69 \text{ KN}$

3.5.1.2 Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{340 \times 0.5}{10.05} = 16.91$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{340 \times 0.5}{6} = 28.33$$

3.5.1.3 Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\lambda_y}{93.9\varepsilon} = \frac{16.91}{93.9} = 0.18$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\lambda_z}{93.9\varepsilon} = \frac{28.33}{93.9} = 0.30$$

On a :

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0.3 > 0.2$ (il y'a risque de flambement)

3.5.1.4 Vérification du risque au flambement :

Il faut que $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \beta_1 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}$$

On a : $\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.96 < 1.2$ et $t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Donc on aura :

Courbe de flambement b pour l'axe y-y, ce qui nous donne $\chi_y = 1$

Courbe de flambement c pour l'axe z-z, ce qui nous donne $\chi_z = 0.9641$

Alors :

$$N_{b,Rd} = 0.9641 \times 1 \times \frac{76.8 \times 2350}{1.1} \times 10^{-2} = 1581.82 \text{ KN}$$

On a :

$$N_{sd} = 1472.69 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1581.82 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}) .$$

4/ Pré-dimensionnement des escaliers:

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

- **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.

Nous avons dans notre cas une cage d'escalier droite avec deux volées et un palier de repos.

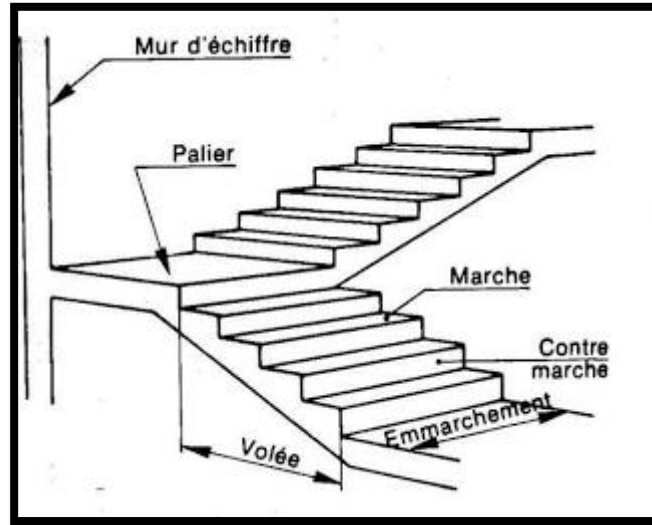


Figure IV 2. Les différents éléments de l'escalier.

4.1 Pré-dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de BLONDEL pour calculer, le giron(G) et la contre marche (H).

FORMULE DE BLONDEL:

- $59 \text{ cm} \leq (2H + G) \leq 66 \text{ cm}$
- $27 \text{ cm} \leq G \leq 30 \text{ cm}$
- $16,5 \text{ cm} \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$

Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique, nous allons utiliser la formule de BLONDEL.

$$59 \text{ cm} \leq (2H + G) \leq 66 \text{ cm}$$

Avec:

- **G**: La largeur de la marche (giron)
- **H**: La hauteur de la contre marche

Avec :

Les Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 3.4 \text{ m}$
- La largeur de la marche (giron): $G = 30 \text{ cm}$
- La largeur de volée est: $L = 1.4 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche: $H = 17 \text{ cm}$

Nombre totale des marche (n) est : $n = \frac{h}{H} = \frac{340}{17} = 20$

$n = 20$ marches

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec : (10 marches chaque volée) La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

Vérification de la formule de BLONDEL:

$$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{formule de BLONDEL est vérifiée.}$$

Angle d'inclinaison de la volée:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{9 \times h}{8 \times g} \right) = 32.52^\circ$$

Longueur du limon:

$$L_l = \frac{H}{2 \sin \alpha} = \frac{340}{2 \times \sin 32.52^\circ} = 316.22 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la paillasse:

$$\frac{L_l}{30} < Ep < \frac{L_l}{20} \rightarrow Ep = 15 \text{ cm}$$

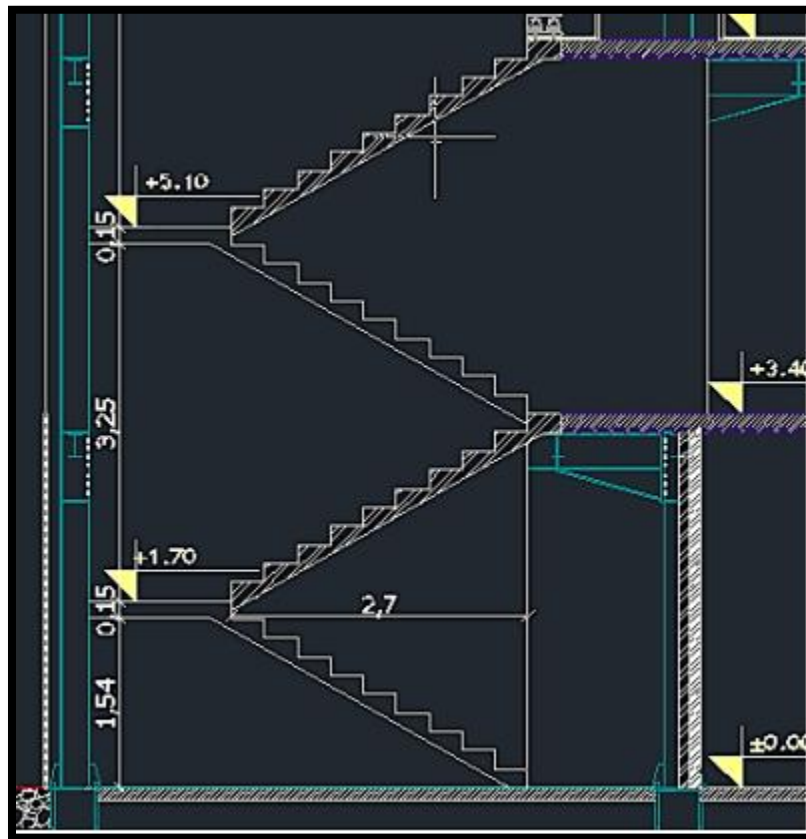


Figure IV 3. Vu en plan de l'escalier.

4.2 Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

Volée : $G = 1.25 \text{ KN/m}^2$

Palier : $G = 3.95 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2.50 \text{ KN/m}$

4.2.1 Cornière de marche :

Nous supposons que la marche est une poutre simplement appuyée

$$q_c = (G + Q) \times g = (1.25 + 2.50) \times 0.3 = 1.125 \text{ KN/m}$$

Le pré-dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\frac{5qL^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_c \times L^3}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 1.125 \times 140^3}{384 \times 2.16}$$

$$I_y = 5.742 \text{ cm}^4$$

Nous choisirons la cornière : **L 45×45×4.5** Avec : ($I_y = 7.15 \text{ cm}^4$)

Tableau IV 10. Caractéristique et dimension de la cornière L45×45×4.5

h=b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	d (mm)
45	4.5	7	3.5	1.26
A (cm ²)	P (daN/m)	Iy=Iz (cm ⁴)	Wel,y=Wel,z(cm ³)	iy=iz (cm)
3.90	3.06	7.15	2.20	1.35

4.2.1.1 Vérification de la condition de la flèche :

a) Vérification à L'ELS (Poids propre inclus):

$$Q_{ELS} = q_c + P_P = 1.125 + 0.0306 = 1.156 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5qL^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 1.156 \times 140^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 7.15} = 0.385 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{l}{300} = \frac{140}{300} = 0.466 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

La cornière **L45×45×4.5** (S235) convient comme cornière d'attache.

b) Vérification à L' ELU:

$$Q_{ELU} = (1.35G + 1.5Q) \times g + 1.35 P_p = (1.35 \times 1.25 + 1.5 \times 2.5) 0.3 + 1.350 \times 0.0306 = 1.673 \text{ KN/m}$$

4.2.1.2 Vérification du moment fléchissant :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.673 \times 1.4^2}{8} = 0.409 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 2.2 \times 10^{-3}}{1.1} = 0.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.409 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 0.47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée}).$$

4.2.1.3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1.673 \times 1.4}{2} = 1.171 \text{ KN/m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{3.90 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \sqrt{3}} = 48.1 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1.171 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 48.1 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée}).$$

4.2.2 Limon :

$$\text{Volée : } G = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } G = 3.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

4.2.2.1 Vérification à la flèche :

$$q_1 = \frac{1.4}{2} \times (1.25 + 2.5) = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$q_1 = \frac{1.4}{2} \times (3.95 + 2.5) = 4.515 \text{ KN/m}$$

On a:

$$\frac{5qL^4}{384 E I_y} \leq \frac{1}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_c \times L^3}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 4.515 \times 270^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y = 165.306 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit l'UPE 100 ($I_y = 207 \text{ cm}^4$)

Tableau IV 11. Caractéristiques de l'UPE 100.

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)
100	55	4.5	7.5	10	65	12.5
P (daN/m)	Iy (cm ⁴)	iy (cm)	Wpl,y(cm ³)	Iz (cm ⁴)	iz (cm)	Wpl,z(cm ³)
9.82	207	4.07	48	38.3	1.75	19.3

- **La classe de la section:**

- **Semelle comprimée:**

$$C = \frac{b - tw}{tf} = \frac{55 - 4.5}{7.5} = 6.73 \text{ mm} < 9\epsilon \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi:**

$$\frac{d}{tw} = \frac{65}{4.5} = 14.44 < 72\epsilon = 66,55 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

- **Vérification à L' ELU:**

$$Q_{ELU} = \frac{1.4}{2} (1.35G + 1.5Q) + 1.35 P_p = \frac{1.4}{2} (1.35 \times 3.95 + 1.5 \times 2.5) + 1.35 \times 0.0982 = 6.49 \text{ KN/m}$$

4.2.2.2 Vérification du moment fléchissant :

On vérifie que $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.49 \times 3.11^2}{8} = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 48 \times 10^{-3}}{1.1} = 10.25 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 7.85 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 10.25 \text{ KN.m}$(Condition vérifiée) .

4.2.2.3 Vérification de l'effort tranchant:

On vérifie que $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$:

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{6.49 \times 3.11}{2} = 10.09 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{5.34 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \sqrt{3}} = 65.87 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 10.09 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 65.87 \text{ KN}$(Condition vérifiée)

On utilise **UPE 100** pour les volées.

- **Vérification à L'ELS :**

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 1.125 + 0.0982 = 1.223 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5qL^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 1.223 \times 311^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 207} = 0.34 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{l}{300} = \frac{270}{300} = 0.9 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

4.2.3 Poutre palière :

Tableau IV 12. Charge revenant à la poutre palière.

Chargement	Charge linéique sur le palier
Gpalier = 3.95 KN/m ² Gvolé = 1.25 KN/m ² Gmur = 2.08 KN/m ²	G palier = 3.95 × 1.4 = 5.53 KN/m G volé = 1.25 × 3.11 = 3.887 KN/m Gmur = 2.08 × 1.7 = 3.536 KN/m
GT = 12.953 KN/m	
Charged'exploitation Q = 2.5 KN/m ²	Q = 2.5 × 1.4 = 3.5 KN/ml
QT = 3.5 KN/m	

4.2.3.1 Vérification de la condition de la flèche:

$$q_c = (G + Q) = (12.953 + 3.5) = 16.453 \text{ KN/m}$$

On a:

$$\frac{5qL^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_c \times L^3}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 16.453 \times 250^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y = 478.2 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit l'IPE 140 ($I_y = 541 \text{ cm}^4$)

▪ **Classe du profilé IPE140:**

▪ **Classe de l'âme:**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec $f_y = 235$ MPa

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

▪ **Classe de la semelle:**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{73}{2}}{6.9} \leq 10\varepsilon$$

$$5.29 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de **classe 1**.

Tableau IV 13. Caractéristiques du profilé IPE 140.

Designation Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/ m)	A (cm ²)	H (m m)	r (m m)	B (m m)	tf (mm)	tw (mm)	Iy (cm ⁴)	Wpl, y (cm ³)	Wpl, z (cm ³)	iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	iz (cm ⁴)
IPE 140	12.9	16.4	140	7.0	73	6.9	4.7	541	88.3	19.3	5.74	44.9	1.65

4.2.3.2 Vérification du moment fléchissant :

$$Q_{ELU} = (1.35G + 1.5Q) + 1.35 P_p = (1.35 \times 12.953 + 1.5 \times 3.5) + 1.35 \times 0.129 = 22.91 \text{ KN/m}$$

On vérifie que $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{22.91 \times 2.5^2}{8} = 17.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 88.3 \times 10^{-3}}{1.1} = 18.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 17.90 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 18.96 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

4.2.3.3 Vérification de l'effort tranchant :

On vérifie que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$:

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{22.91 \times 2.5}{2} = 28.64 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} \quad A_{vz} = 764 \text{ mm}^2 \text{ (du tableau des profilés)}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7.64 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \sqrt{3}} = 94.23 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 28.64 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 94.23 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

4.2.3.4 Vérification de la condition de la flèche (ELS) :

$$P_p = 0.129 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 16.453 + 0.129 = 16.582 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 16.582 \times 250^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541} = 0.742 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{250}{300} = 0.83 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

5/ Pré-dimensionnée de l'acrotère :

5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est une console linéaire encastree au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

5.2 Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S$$

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton.
- S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$S = [(0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + ((0,1 \times 0,02) / 2)]$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

▪ Poids propre de l'acrotère:

$$\rho = 25 \text{ Mpa}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = (0,069 \times 25) = 1.725 \text{ KN/ml}$$

On a:

$$G = G_{\text{Acrotère}} + G_{\text{mortier}}$$

$$G = 1.725 + 0.0276$$

$$G = 1.75 \text{ KN/m}$$

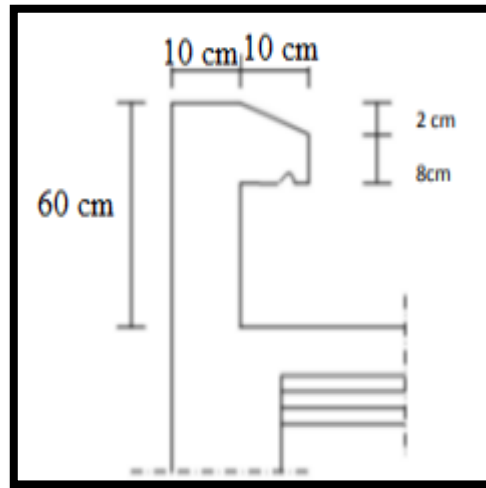


Figure IV 4. Coupe verticale de l'acrotère.

5.2.1 Chargement :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculés suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone. (tab4-1/RPA99).
- C_p : Facteur de forces horizontal. (tab6-1/RPA99).
- W_p : Poids de l'élément.

$$A = 0.15 \text{ (zone IIa , groupe d'usage 2)}$$

$$C_p = 0.3$$

$$W_p = 1.75 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.75 = 0.315 \text{ KN/m}$$

a) Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1 \text{ KN/m}$$

b) Effort normal N dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.75 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

d) Effort tranchant:

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$$

e) Schéma statique:

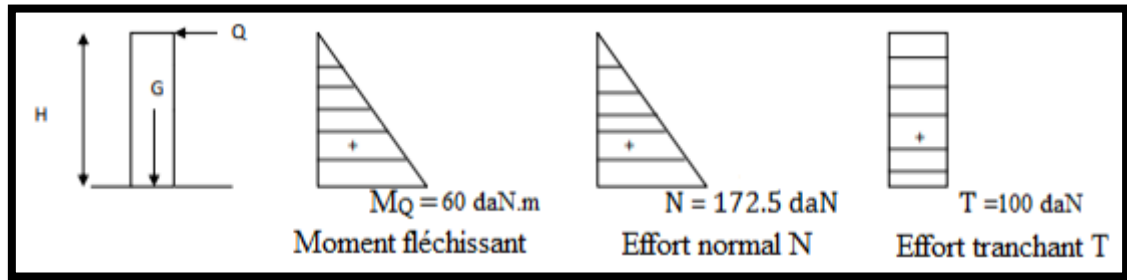


Figure IV 5. Diagramme des moments et des efforts.

5.2.2 Calcul des sollicitations :

Tableau IV 14. Combinaison de charges.

	Effort Nsd (KN)	Moment Msd (KN.m)	Effort tranchant(kN)
ELU	$N_u = 1,35 \times 1,75 = 2,362$	$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9$	$T_u = 1,5 \times 1 = 1,5$
ELS	$N_s = 1,75$	$M_s = 0,6$	$T_s = 1 \text{ KN}$

5.2.3 Position du centre de pression :

On a:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Avec :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; c = e = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.362} = 0.381 \text{ m} = 38.10 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \quad \text{avec : } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{N_u} = 38,10 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée. Le calcul se fera d'abord en flexion simple puis en flexion composé.

- **Flexion Simple:**

$$d = 80 \text{ mm}, b = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 F_{bu} = 0.9 \times 10^6 / (1000 \times 80^2 \times 14.17) = 0.0099$$

$$\mu_{bu} = 0.0099 < \mu = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 7.96 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

$$A_{sc} = M_u / \delta_s \times Z = 900 / 348 \times 8 = 0.323 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0.0099 < 0.392 \text{ donc : } A' = 0$$

- **Flexion Composée:**

$$A_{st} = A_{sc} - N_u / \delta_s = 0.323 - (2362 / 348 \times 10^2) = 0.255 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 8 \times (2.1 / 400) = 0.966 \text{ cm}^2$$

Soit :

$A_{st} = 0.255 < A_{min} = 0.966$ La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où : $A_s = \max (A_{min} ; A_{st})$

Le tableau des sections des barres nous donne : $A_s = A_{min} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$
avec un espacement $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $st = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

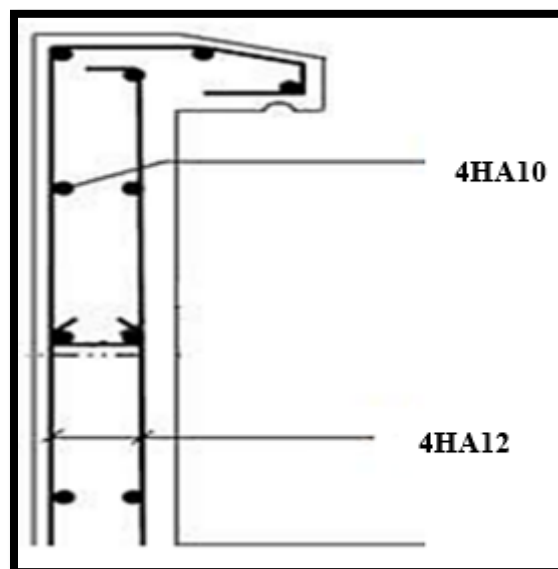


Figure IV 6.Ferraillage de l'acrotère.

6/ Conclusion:

Après avoir terminé le pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profilés suivants :

Tableau IV 15. Profilés adoptés.

Eléments	Profilé adopté
Poteaux	HEA240
Poutre principale de rive et intermédiaire	IPE450
Poutres secondaires	IPE220
Solives	IPE220
Limon	UPE 100
Poutre palière	IPE 140

CHAPITRE V :

ETUDE DU PLANCHER MIXTE

1/ Introduction:

Ce chapitre est consacré à l'étude du plancher mixte (acier-béton), avec dalle collaborant, en béton posée sur des solives à l'aide d'un intermédiaire qui joue le rôle d'un coffrage perdu fabriqué en tôle nervurée TN 40 pour notre structure.

Des calculs doivent être fait pour la réalisation et la vérification de la résistance de la dalle.

2/ Caractéristique de la tôle profilée TN 40:

Tableau V 1. Caractéristiques du bac d'acier TN 40.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m ²)
40	5	250	720	1	0.15

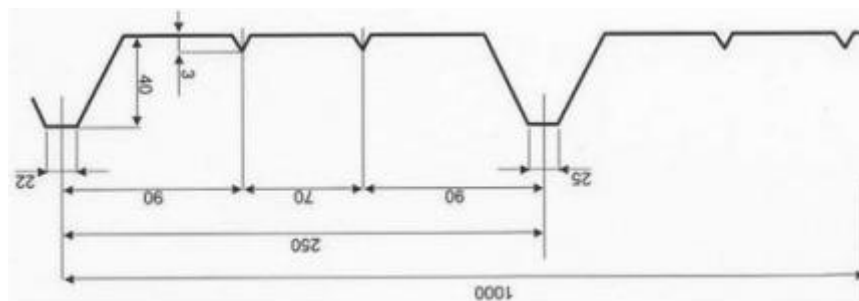


Figure V 1. Dimension de la TN 40.

3/ Etude des solives:

3.1 Au stade de montage:

3.1.1 Evaluation des charges: T

Tableau V 2. Evaluation des charges.

Charge permanente	$P_{ps} = 0.262 \text{ KN/m}$ $G_{TN40} = 0.15 \times 1.19 = 0.178 \text{ KN/m}$ $G_c = 0.12 \times 25 \times 1.19 = 3.57 \text{ KN/m}$	$G_t = 0.262 + 0.178 + 3.57$ $= 4.01 \text{ KN/m}$
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$	$Q_t = 1 \times 1.19 = 1.19 \text{ KN/m}$
Pondérée ELU	$q = 1.35G + 1.5Q$	$q = 1.35 \times 4.01 + 1.5 \times 1.19$ $= 6.604 \text{ KN/m}$
Non Pondérée ELS	$q = G + Q$	$q = 4.01 + 1.19 = 5.2 \text{ KN/m}$

3.1.2 vérifications à la résistance (ELU) :

3.1.2.1 Détermination de la classe de la section IPE220:

(Revoir titre §§ IV 2.2.3).

3.1.2.2 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant):

$$M_{u,sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.604 \times 5.5^2}{8} = 24.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma m_0} = \frac{235 \times 285 \times 10^{-3}}{1.1} = 60.886 \text{ KN.m}$$

$M_{u,sd} = 24.97 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 60.886 \text{ KN.m}$ (Condition vérifiée)

3.1.2.3 Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{6.604 \times 5.5}{2} = 19.64 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma m_0 \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1590 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \sqrt{3}} = 196.12 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 19.64 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 196.12 \text{ KN}$ (Condition vérifiée)

$V_{sd} = 19.64 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,Rd} = 98.06 \text{ KN}$

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

3.1.2.4 Vérification à l'ELS :

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$\bar{f} = \frac{595}{250} = 2.38 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 5.2 \times 595^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 1.45 \text{ cm}$$

$f_{max} = 1.45 \text{ cm} < \bar{f} = 2.38 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

3.2 Au stade finale:

3.2.1 Plancher étage courant:

3.2.1.1 Evaluation des charges:

Tableau V 3.Evaluation des charges.

Charge permanente	Pps = 0.262 KN/m G = 5.11 KN/m ²	G = 5.11 × 1.19 + 0.262 = 6.342 KN/m
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m ²	Q _t = 2.5 × 1.19 = 2.975 KN/m
Pondérée ELU	q = 1,35G+1,5Q	q = 1.35 × 6.342 + 1.5 × 2.975 = 13.025 KN/m
Non Pondérée ELS	q = G+Q	q = 6.342 + 2.975 = 9.318 KN/m

3.2.1.2 Caractéristiques de la dalle mixte:

A. Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff):

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivant:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (2.1 \text{ Eurocode 4}).$$

Avec:

- $b_{ei} = \min (L_0/8; b_i)$ (2.2 Eurocode 4).
- L_0 = La portée de la poutre, $L_0 = 5.5$ m.
- $b_1 = b_2 = 0,59$ m.
- $b_{e1} = b_{e2} = \min (0.687; 0.59) = 0.59$ m.

Donc:

$$b_{eff} = 2 \times 0.59 = 1.19 \text{ m}$$

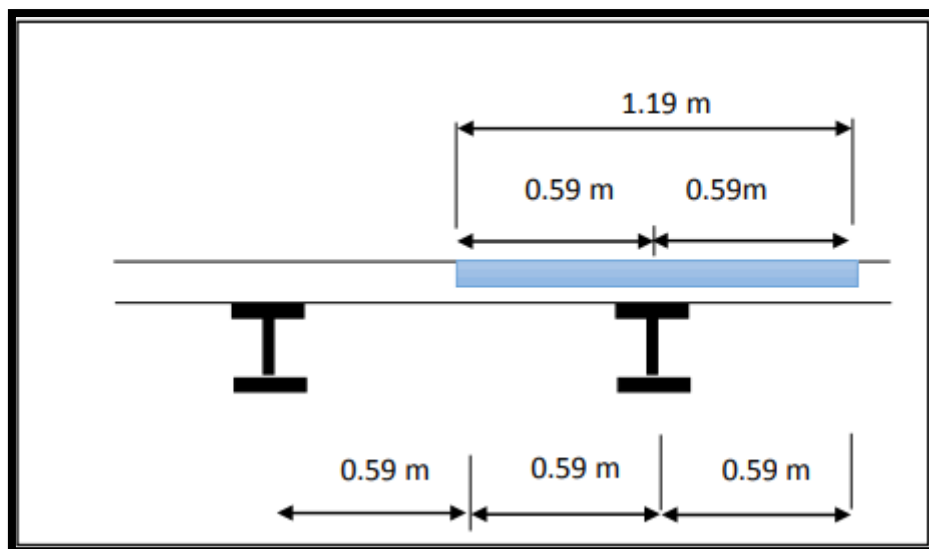


Figure V 2. Largeur efficace de la dalle.

B. Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

Avec :

- A : section de l'IPE220 = $33,4 \text{ cm}^2$
- B : section de la dalle en béton = $12 \times 119 = 1428 \text{ cm}^2$
- n : coefficient d'équivalence : $n = 15$

Donc :

$$S = 33,4 + 1428/15 = 97,43 \text{ cm}^2$$

3.2.1.3 vérifications à l'ELU :

3.2.1.3.1 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{u,sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13,025 \times 5,95^2}{8} = 57,639 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 285 \times 10^{-3}}{1.1} = 60.886 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,sd} = 57.639 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 60.886 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

3.2.1.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{13.025 \times 5.95}{2} = 38.749 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1590 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \sqrt{3}} = 196.12 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38.749 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 196.12 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

A. Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{33.4 \times 250 \times 10^{-1}}{1.1} = 713.545 \text{ KN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $H_c = 120 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ Mpa} = 25 \text{ N/mm}^2$
- $b_{eff} = 1.19 \text{ m} = 1190 \text{ mm}$
- $F_b = \frac{0.85 \times 120 \times 1190 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 2023 \text{ KN}$

$$F_b > F_a \rightarrow 2023 \text{ KN} > 713.545 \text{ KN}$$

Donc: l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

d'où:

$$Z = \frac{F_a}{\frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{713.545}{\frac{0.85 \times 1190 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5}} = 42.326 \text{ mm} < h_c = 200 \text{ mm}$$

$$Z = 0.0423 \text{ m}$$

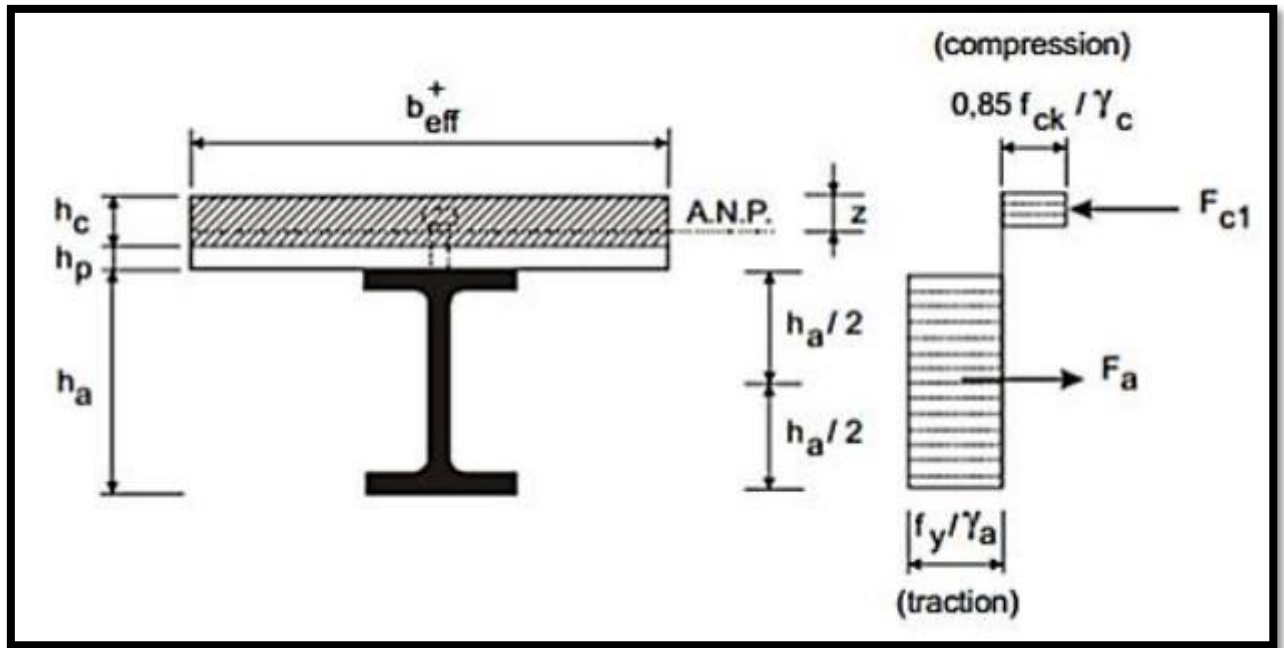


Figure V 3. Distribution plastique des contraintes normales: Cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

B. Vérification du moment de résistance plastique:

Dans le cas d'une flexion avec un axe neutre dans la dalle le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

Avec :

- $H_p = 40 \text{ mm}$
- $H_c = 120 \text{ mm}$
- $H = 220 \text{ mm}$

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 713.545 \left(\frac{0.220}{2} + 0.12 + 0.04 - \frac{0.0423}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 117.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,sd} = 57.639 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 117.56 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

3.2.1.4 vérifications à l'ELS :

3.2.1.4.1 Vérification de la flèche :

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI}$$

Avec:

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.
- E : module d'élasticité de l'acier.

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

- IA : inertie propre de l'IPE220 ; IA= 2772 cm⁴
- hc : hauteur de la dalle seul ; hc= 120 mm
- IB : inertie de la section en béton ;

$$IB = \frac{b_{eff} \times hc^3}{12} = \frac{119 \times 12^3}{12} = 17136 \text{ cm}^4$$

- d : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe:

$$d = \frac{\left(\frac{b_{eff} \times hc}{12} \left(t + \frac{h}{2}\right)\right)}{A_a + \frac{b_{eff} \times hc}{n}}$$

$$d = \frac{\left(\frac{119 \times 12}{15} \left(12 + \frac{22}{2}\right)\right)}{33.4 + \frac{119 \times 12}{15}}$$

$$d = 17.026 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 2772 + 33,4 \times (17,026)^2 + \frac{17136}{15} + \frac{119 \times 12}{15} \times \left(\frac{12+22}{2} - 17,026\right)^2 = 13596,61 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 q l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 9.318 \times 595^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 13596.61} = 0.53 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{595}{250} = 2.38 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.53 \text{ cm} < \bar{f} = 2.38 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

3.2.2 Plancher terrasse :

3.2.2.1 Evaluation des charges:

Tableau V 4.Evaluation des charges.

Charge permanente	Pps = 0.262 KN/m G = 6.76 KN/m ²	G = 6.76 × 1.19 + 0.262 = 8.306 KN/m
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m ²	Q _t = 1 × 1.19 = 1.19 KN/m
Charge de neige	N = 0.199 KN/m ²	N = 0.199 × 1.19 = 0.236 KN/m
Pondérée ELU	q = 1,35G+1,5Q	q = 1.35 × 8.306 + 1.5(1.19 +0.236) q = 13.35 KN/m
Non Pondérée ELS	q = G+Q	q = 8.306+0.236 +1.19 = 9.73 KN/m

3.2.2.2 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant):

$$M_{u,sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{13.35 \times 5.95^2}{8} = 59.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 285 \times 10^{-3}}{1.1} = 60.886 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 59.74 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 60.886 \text{ KN.m}$ (Condition vérifiée)

3.2.2.3 Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{13.35 \times 5.95}{2} = 39.71 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1590 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \sqrt{3}} = 196.12 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 39.71 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 196.12 \text{ KN}$ (Condition vérifiée)

3.2.2.4 Vérification à l'ELS :

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$\bar{f} = \frac{595}{250} = 2.38 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 9.73 \times 595^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 13596.61} = 0.55 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0.55 \text{ cm} < \bar{f} = 2.38 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

4/ Calcul de la connexion Acier-béton :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier. Ils ont pour but de résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

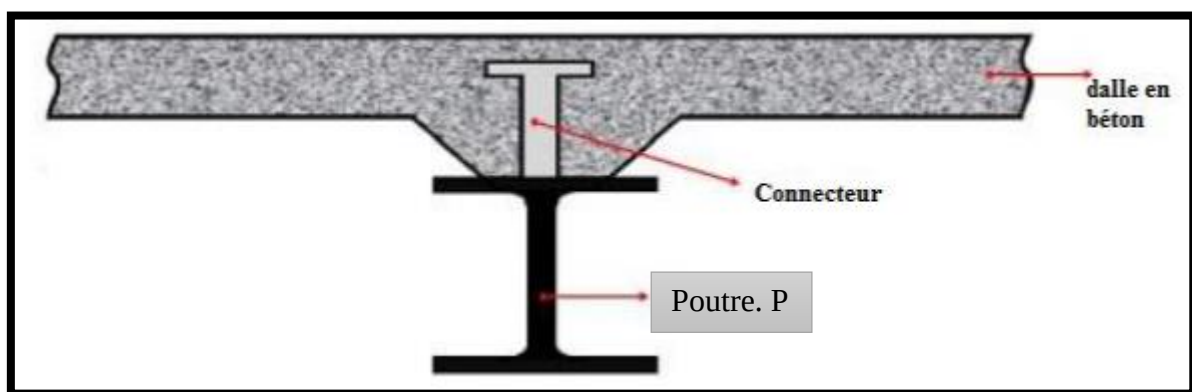


Figure V 4.La position d'un connecteur.

4.1 Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4 :

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon. Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$. La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur d'au moins $0,4d$, où d est le diamètre du fût du goujon.

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g = 90$ mm et de diamètre du fût $d = 16$ mm.

4.2 Calcul du nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{Prd}$$

Avec:

- V_l : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul
- Prd : La résistance de calcul d'un connecteur

4.2.1 Calcul de la résistance d'un connecteur :

$$prd = \min [prd(1) ; prd(2)]$$

- $prd(1) = 0,8 \times f_u \times \pi d^2 / 4 \gamma_v$
- $prd(2) = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \times 1 \gamma_v \dots \dots (EC4)$

Avec :

- $d = 16$ mm : C'est le diamètre du fût du goujon.
- $F_u = 360$ N/mm²: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- $F_{ck} = 25$ Mpa: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 32000 N/mm²
- $h_g = 90$ mm : La hauteur hors-tout du goujon.
- $h_g/d = 90/16 = 5,62 > 4$, donc : $\alpha = 1$
- $\gamma_v = 1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs

Avec :

$$prd = \min [prd(1) ; prd(2)]$$

$$Prd(1) = 0,8 \times 360 \times \pi \times 16^2 / 4 \times 1,25 = 46324.67 \text{ N}$$

$$prd(2) = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 32000} / 1,25 = 53121.82 \text{ N}$$

D'où:

$$Prd = Prd (1) = 46324.67 \text{ N}$$

4.2.2 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal:

$$V_l = F_{cf} \dots\dots\dots (EC4)$$

$$F_{cf} = \min [A_a \times f_y / \gamma_a ; 0,85 \times (f_{ck} / \gamma_s) \times b_{eff} \times h_c]$$

$$A_a \times f_y / \gamma_a = 3340 \times 235 / 1,1 = 713545.45 \text{ N}$$

$$0,85 \times (f_{ck} / \gamma_s) \times b_{eff} \times h_c = 0,85(25 / 1,15) \times 1190 \times 120 = 2638695.65 \text{ N}$$

$$F_{cf} = 713545.45 \text{ N}$$

Avec:

- A_a : aire de l'élément structural IPE220 = 33.4 cm²
- f_y : 235 MPa (S235)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit: $\gamma_a = 1.1$
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit: $\gamma_b = 1.5$
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit: $\gamma_s = 1.15$
- F_{ck} = 25 Mpa : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

D'où :

$$n = \frac{f_{cf}}{p_{rd}}$$

$$n = 713545.45 / 46324.67 = 15.4 \text{ (On opte pour } n = 16 \text{ goujons)}$$

4.2.3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4):

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr}. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon le règlement **EC4**, une section transversale critique comprend:

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives

Donc:

$$L_{cr} = \frac{L}{2}$$

On aura:

$$S = \frac{L}{2n} = \frac{550}{2 \times 16} = 17.187 \text{ cm}$$

$$S = 17.187 \text{ cm}$$

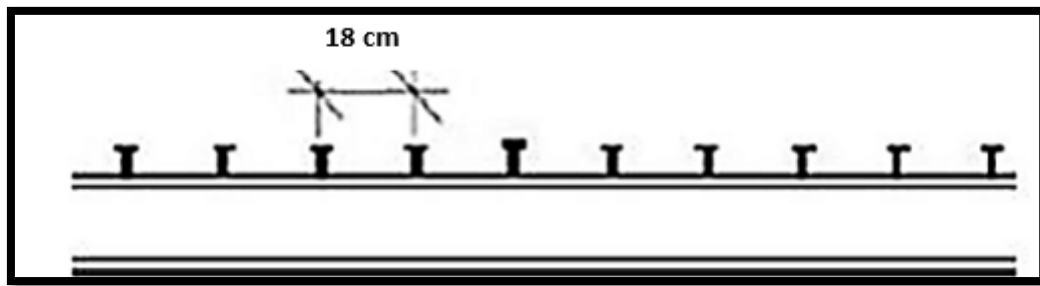


Figure V 5. Espacement entre connecteurs.

5/ Conclusion:

A travers cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posé sur des solives IPE220, supporte les charges horizontales (permanente, exploitation et neige), appliqué au niveau de chaque étage de la structure. La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 16 mm, espacées de 18 cm entre eux.

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

1/ Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure pour assurer la sécurité et la protection des personnes et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre structure est située dans une zone de classe IIa : sismicité moyenne, alors il faut respecter les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques, Cela en se basant sur les recommandations du nouveau document technique réglementaire (D.T.R.B.C.2.48) nommé «**Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003**».

2/ Le seisme:

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre, lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

3/ Analyses de la structure:

3.1 choix de la méthode de calcul:

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le (RPA99/03). Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes:

- a) la méthode statique équivalente (M.S.E).
- b) La méthode d'analyse modale spectrale.
- c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Après vérification des différentes conditions exigées dans le RPA 99/03, la méthode adoptée dans le cas de cette étude est la méthode statique équivalente.

- **Vérification des conditions d'utilisation de la méthode M.S.E:**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- Le bâtiment étudié satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation selon le RPA 99/03, il est classé en zone de moyenne sismicité (ZONE IIa) sa hauteur totale $h = 10.80 \text{ m}$ Donc: $h = 10.80 \text{ m} < 65 \text{ m}$ (Condition vérifiée).
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, il est de groupe d'usage2 $h < 23 \text{ m}$.

3.1.1 La méthode statique équivalente (M.S.E):

Est la méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures.

Et comme le (RPA99/03) préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

- **Principe de la méthode:**

Dans cette méthode le **RPA** propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure. La force sismique total V appliquée à la base de la structure doit être calculer dans deux direction selon la formule:

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

Avec:

- **A** : coefficient d'accélération de zone .
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.
- **Q** : Facteur de qualité .
- **W** : Poids totale de la structure .

3.1.2 Calcul des différents parametres :

3.1.2.1 Coefficient d'accélération A:

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le (**tableau 4.1 RPA99/2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau VI 1. Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Notre structure est située dans le **groupe 2: (Ouvrages courants ou d'importance moyenne)**
 Dans notre cas **A = 0.15**.

3.1.2.2 Facteur de correction d'amortissement η :

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99/03})$$

Avec :

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

ξ : pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2 RPA 99/03**)

Tableau VI 2. Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans le cas de notre étude on prend la valeur de $\xi = 5\%$ puisque on utilise l'acier dense
 $\eta = \sqrt{7/(2 + 5)} \rightarrow \eta = 1$

3.1.2.3 Calcul de la période fondamentale de la structure T:

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

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Nous avons:

Sens X-X:

Portique autostables en B.A ou en acier avec remplissage en maçonnerie, D'où $C_T=0.050$

Sens Y-Y:

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie, d'où $C_T = 0.050$ (**Tableau 4.6 RPA2003**)

$$h_N = 10.80 \text{ m}$$

Donc :

$$T = T_x = T_y = 0,05 (10.8)^{3/4}$$

$$T = 0.298 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante dans le cas des portiques autostable en acier sans remplissage en maçonnerie

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$T = 0.09 (10.8) / \sqrt{2.5}$$

$$T = 0.62 \text{ s}$$

On prend la valeur minimale entre celles calculées, donc: **T = 0.298 s**

3.1.2.4 Facteur d'amplitude dynamique D:

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec:

T1 et T2 : Des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site données dans (**le tableau 4.7 RPA99V2003**).

Tableau VI 3. Valeurs de T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Nous avons:

$$T = 0.298 \text{ s} < T_2 = 0.50 \text{ s}$$

Donc on aura:

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 1 = 2.5$$

Alors: **D = 2.5**

3.1.2.5 Coefficient de comportement R:

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Sens X-X:

Portiques autostables ordinaires **R= 4**

G+Q+1.2E

Sens Y-Y:

Ossature contreventée par palées triangulées en X **R=4**

G+Q+E

Tableau VI 4. Valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

3.1.2.6 Facteur de qualité:

Le facteur de qualité de la structure est donnée en fonction de:

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4.4 \text{ RPA99/2003})$$

Tableau VI 5. Valeurs des facteurs de qualités.

N°	Critère de qualité « q »	P _{qx}	P _{qy}
1	Conditions minimales sur les files porteuses	0.05	0
2	Redondance en plan	0.05	0
3	Régularité en plan	0	0
4	Régularité en élévation	0	0
5	Contrôles de qualité des matériaux	0	0
6	Contrôles de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.1)$$

$$Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.1)$$

$$Q_y = 1.1$$

3.1.2.7 Calcul du poids de la structure:

W: Poids totale de la structure.

$$W = \sum W_i \quad \text{avec:} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec:

W_{Gi}: poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels.

W_{Qi}: poids du aux charges d'exploitation.

β: Coefficient de pondération avec: **β = 0.5** (type d'ouvrage: entrepôts).

▪ Niveau 3 (2^{eme} étage):

Surface totale du plancher:

$$S = 19.99 \times 11 = 219.89 \text{ m}^2$$

Les masses:

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 6.76 \times 219.89 = 1486.456 \text{ KN}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1.75 \times 0.6 \times 61.98 = 65.079 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres principaux IPE450: } 0.776 \times 5.95 \times 9 = 41.554 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaires IPE220: } 0.262 \times 5.5 \times 8 = 11.528 \text{ KN}$$

$$\text{Solives IPE 220: } 0.262 \times 5.5 \times 24 = 81.84 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur EXT}} = 2.08 \times 61.9 \times 3.4 = 437.757 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur int}} = 1.3 \times 40 \times 3.4 = 176.8 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ossature}} = 1486.456 + 65.079 + 41.554 + 11.528 + 81.84 + 437.757 + 176.8 = 2219.17 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 1 \times 219.89 = 219.89 \text{ KN}$$

▪ Niveau 2 (1^{er} étage):

Surface totale du plancher:

$$S = 19.99 \times 11 - (2.5 \times 4.1) = 209.64 \text{ KN}$$

Les masses:

$$G_{\text{étage courant}} = 5.11 \times 209.64 = 1071.26 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres principaux de rive IPE450: } 0.776 \times 5.95 \times 6 = 44.775 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres principaux intermédiaire IPE450: } 0.776 \times 5.95 \times 3 = 13.85 \text{ KN}$$

Poutre secondaires **IPE220**: $0.262 \times 5.5 \times 8 = 11.528 \text{ KN}$

Solives **IPE 220**: $0.262 \times 5.5 \times 22 + (0.262 \times 1.4 \times 2) = 32.436 \text{ KN}$

$G_{\text{POTAU}} = 0.603 \times 3.4 \times 12 = 24.602 \text{ KN}$

$G_{\text{mur EXT}} = 2.08 \times 61.9 \times 3.4 = 437.757 \text{ KN}$

$G_{\text{volée}} = 1.25 \times 3.11 \times 1.20 \times 2 = 9.33 \text{ KN}$

$G_{\text{palier}} = 3.95 \times 1.4 \times 2.5 \times 2 = 27.65 \text{ KN}$

$G_{\text{ossature}} = 1071.26 + 44.775 + 13.85 + 11.528 + 32.436 + 24.602 + 437.757 + 9.33 + 27.65$
 $= 1673.188 \text{ KN}$

$Q_{\text{étage courant}} = 3.5 \times 209.64 = 733.74 \text{ KN}$

▪ **Niveau 1 (R.D.C):**

On fait les meme calculs que l'étage 2

$G_{\text{ossature}} = 1673.188 \text{ KN}$

$Q_{\text{étage courant}} = 733.74 \text{ KN}$

Tableau VI 6. Valeurs du poids de la structure.

Etage	WG_i (KN)	WQ_i (KN)	$\beta \cdot WQ_i$ (KN)	W_i (KN)
Etage 1	1673.188	759.365	379.682	2052.87
Etage 2	1673.188	759.365	379.682	2052.87
Etage 3	2219.17	219.89	109.945	2329.115
				$W_{\text{tot}} = 6434.85$

3.1.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = 0.07 T \cdot V \quad \text{si } T > 0.7 S$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0.7 S$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule:

$F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petits ou égal à 0,7 secondes.

D'où On a : $T = 0.298 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$\Sigma = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Fi : force horizontale au niveau i .

hi : niveau du plancher.

Ft : force concentrée au sommet de la structure.

$$\Rightarrow F_i = \frac{(V_t W_i h_i)}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

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

Tableau VI 7.La résultante des forces sismiques selon les deux sens.

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0.15	0.15
D	2.5	2.5
Q	1.2	1.1
R	4	4
WT(KN)	6434.85	6434.85
VT (KN)	723.92	633.59

Tableau VI 8.La répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

	Sens longitudinal					
	V (KN)	W (KN)	H (m)	W × h (KN.m)	Σ W × h (KN.m)	Ft (KN)
NIVEAU 1	723.92	2052.87	3.4	6979.76	44696.16	113.05
NIVEAU 2	723.92	2052.87	6.8	13959.50	44696.16	226.09
NIVEAU 3	723.92	2329.115	10.2	23756.9	44696.16	384.77

Tableau VI 9.La répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.

	Sens Transversal					
	V (KN)	W (KN)	H (m)	W × h (KN.m)	Σ W × h (KN.m)	Ft (KN)
NIVEAU 1	663.59	2052.87	3.4	6979.76	44696.16	103.63
NIVEAU 2	663.59	2052.87	6.8	13959.5	44696.16	207.25
NIVEAU 3	663.59	2329.115	10.2	23756.9	44696.16	352.71

Tableau VI 10. Forces sismiques et forces du vent.

Niveau	hi (m)	Fi (KN)	FW(KN)
1	3.4	113.05	35.98
2	3.4	226.09	35.98
3	3.4	384.77	17.99

4/ Conclusion:

Après avoir fait l'étude sismique de notre structure on déduit que les forces sismiques sont les plus défavorables par rapport aux force du vent donc on tiendra compte des forces sismiques.

CHAPITRE VII :

PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES

CONTREVENTEMENTS

1 /Introduction:

Ce chapitre est consacré aux pré-dimensionnement des éléments de contreventements. Sachant que ces derniers sont déterminés en fonction de l'intensité de la charge horizontale, dans le cas de cette structure, la charge horizontale est assimilée à l'action sismique. En s'appuyant sur les règlements en vigueur (RPA99/03), les différents caractéristiques géométriques de ces éléments ont été spécifiés.

2/ Calcul de la palée de stabilité en long pan:

Dans ce sens la stabilité vertical est assurée par des palées de stabilité en X.

2.1 Dimensionnement des diagonales en X:

2.1.1 Calcul des angles des diagonals:

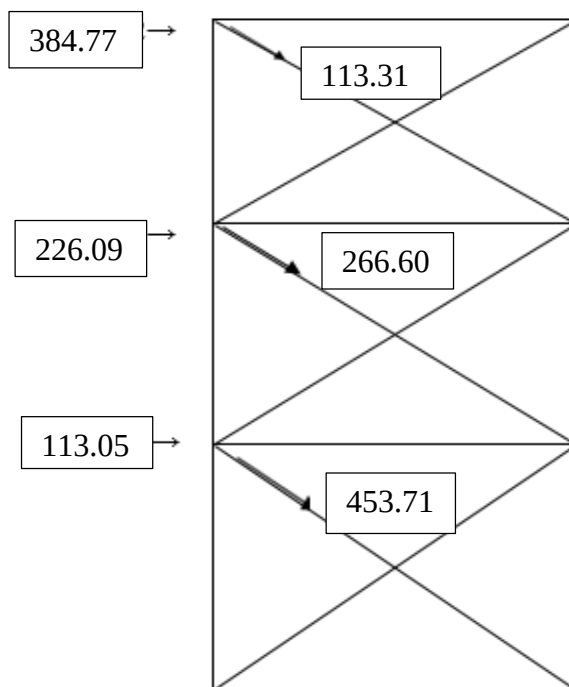


Figure VII 1.Action du séisme au niveau des joints.

2.1.2 Longueur des diagonals:

$$D = \sqrt{3.4^2 + 5.5^2} = 6.46 \text{ m}$$

2.1.3 Vérification des diagonales à la traction:

On doit vérifier la formule suivant:

$$N_{sd} \leq N_{trd} = A_{fy} / \gamma_{M0} \text{ (Dahmani.L ; 2021)}$$

On a:

Supposons que toutes les charges horizontales sont résistées par le contreventement uniquement. Par conséquent, la charge revenant à la barre de contreventement supérieure:

$$\text{On a : } \tan \alpha = 3.4/5.5 = 0.62 \rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.62 = 32^\circ$$

$$N_{sd1} = 113.05 / \cos 32^\circ = 113.31 \text{ KN}$$

$$N_{sd2} = 226.09 / \cos 32^\circ = 226.60 \text{ KN}$$

$$N_{sd3} = 384.77 / \cos 32^\circ = 453.71 \text{ KN (On prend la valeur la plus defavorable)}$$

Donc:

$$A \geq N_{sd} \cdot \gamma_{M0} / f_y \text{ (Dahmani.L ; 2021)}$$

$$A \geq 453.71 \times 1.1 / 23.5 = 21.24 \text{ cm}^2$$

Après avoir fait plusieurs calculs on choisit une cornière (**L180 × 180 × 18**)

2.2 Vérification au flambement:

On a:

$$N_{sd} = 453.71 \text{ KN}$$

On doit vérifier la formule suivant:

$$N_{csd} \leq N_{by.Rd} = \chi \cdot A \cdot B A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$L1 = D = 646 \text{ cm} \quad A = 61.9 \text{ cm}^2 \quad i_y = 5.49 \text{ cm}$$

$$\lambda = L1 / i_y = 646 / 5.49 = 117.67$$

$$\lambda^- = 117.67 / 93.3 = 1.26$$

On a:

$$h/b < 1,2 \quad t_f < 40 \text{ mm}$$

axe y-y:

$$\text{Courbe b} \rightarrow \chi = 0.4466$$

$$N_{by.Rd} = 0.4466 \times 61.9 \times 23.5 / 1.1 = 590.59 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 453.71 \text{ KN} < N_{by.Rd} = 590.59 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée}).$$

Le profilé (**L180 × 180 × 18**) convient comme des diagonales en X.

2.3 Vérification a la résistance de la section transversale:

La charge axiale appliquée, N_{sd} doit être inférieure a la résistance nominale de traction de la section transversale, $N_t R_d$.

$$N_{sd} \leq N_t R_d$$

$$N_{sd} = 453.71 \text{ KN}$$

$$N_t R_d = A \times f_y / \gamma_{M0} = 55.4 \times 23.5 / 1.1 = 1322.41 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 453.71 \text{ KN} < N_t R_d = 1322.41 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

3/ Conclusion:

Après calcul, on a abouti à des éléments de contreventements de type **CAEP 180×18**.
Le contreventement remplit toutes les exigences pour les éléments en traction, donc le bâtiment est considéré comme étant stable.

CHAPITRE VIII :

VERIFICATION DES ELEMENTS

1/ Introduction :

Afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature, dans ce chapitre, une vérification des différents éléments sous différentes actions (charges permanentes, variables et sismiques) est menée. Pour mener à bien cette vérification l'utilisation d'une méthode sophistiquée et proche de la réalité est indispensable. A cet effet, dans le cas de cette étude en s'appuyant sur le logiciel de calcul **ROBOT** cette méthode est adoptée.

2/ Méthode de travail:

Après avoir pré-dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel **ROBOT**. On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profils déjà pré-dimensionnés, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments. L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

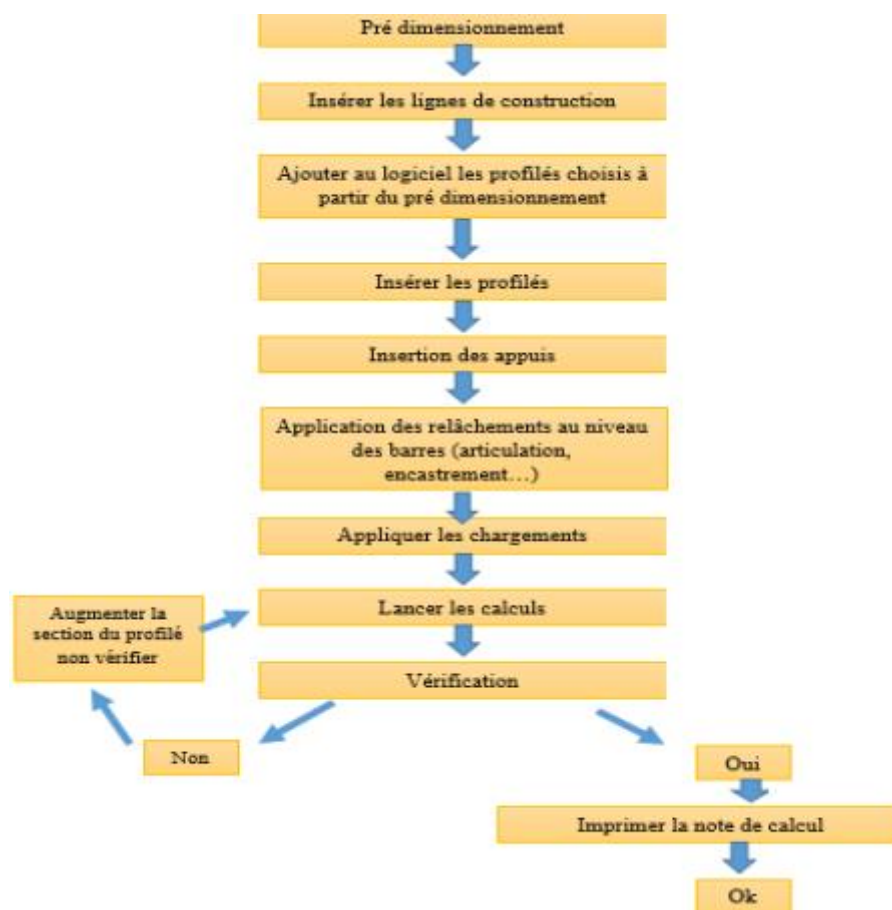


Figure VIII 1.Etapes de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT.

3/ Étapes de la modélisation:

3.1 Matériaux utilisés:

- Acier:
 - La limite élastique de traction, $f_y = 235$ MPA.
 - Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E = 210000$ MPA.
 - Module d'élasticité transversal $G = 80000$ MPA.
 - La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³
 - Coefficient de poisson $\nu = 0.3$
- Béton:
 - Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPA.
 - La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \text{ (BAEL/A2.1 ,12)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA.}$$
 - La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
 - Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2$ MPA.
 - Coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU $\nu = 0.2$ à l'ELS

4/ Modélisation géométrique :

Vue en 3D :

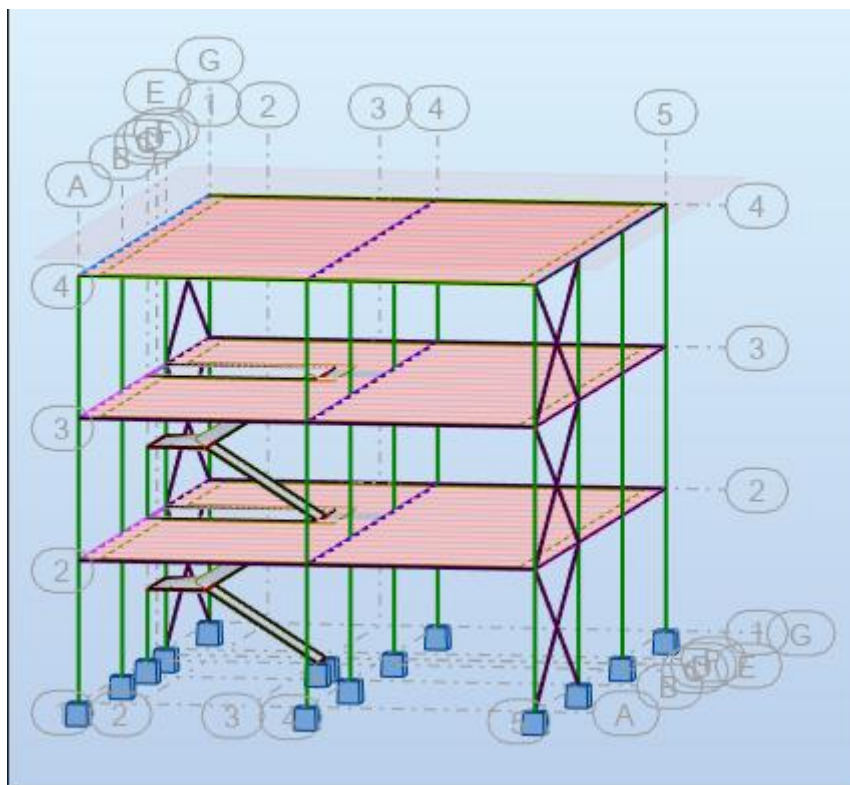


Figure VIII 2. Vue en 3D de la structure.

Vue en élévation de la face long pan :

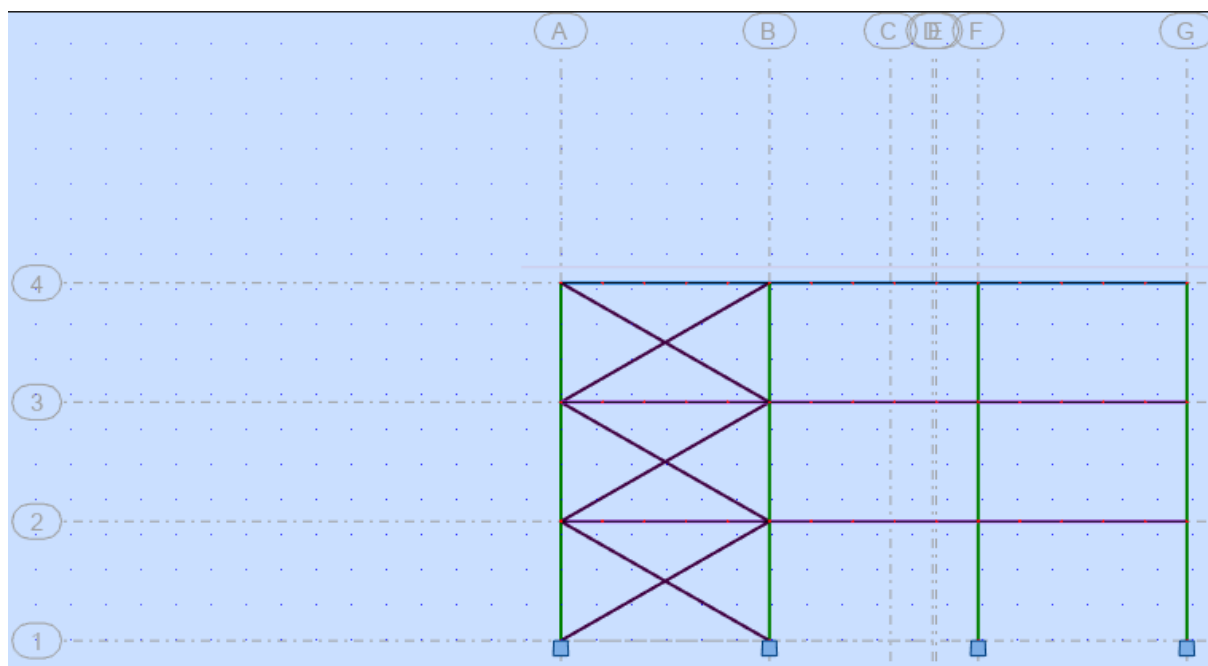


Figure VIII 3. Vue en élévation de la face long pan de la structure.

Vue en plan du plancher :

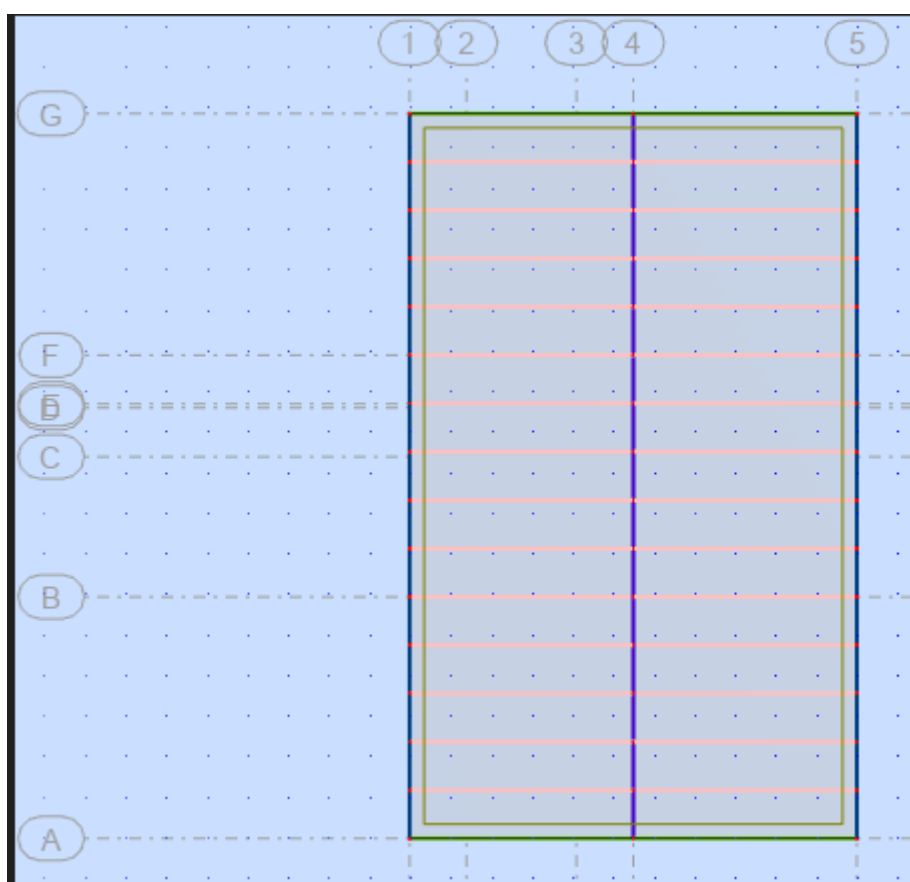


Figure VIII 4. Vue en plan du plancher.

4.1 Chargements:

- Pour le plancher étage courant:
La charge permanente $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
La surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Pour le plancher terrasse:
La charge permanente $G = 6.76 \text{ KN/m}^2$
La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

4.2 Les Combinaisons d'actions:

- **A l'ELU**
 $1.35G + 1.5Q$
- **A l'ELS**
 $G + Q$
- **Accidentelle**
 $0.8G \pm E$
 $G + Q \pm 1.2E$
 $G + Q \pm E$

4.3 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT:

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

4.3.1 Vérification des solives :

4.3.1.1 Solives planchers terrasse IPE220:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 324 solive_324

POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

2.750 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 COMB11 $(1+3+6)*1.35+8*1.50$

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: solives

$h=22.0 \text{ cm}$

$gM0=1.1$

$gM1=1.1$

$b=11.0 \text{ cm}$

$A_y=22.9 \text{ cm}^2$

$A_z=15.9 \text{ cm}^2$

$A_x=33.4 \text{ cm}^2$

$tw=0.6 \text{ cm}$

$I_y=2771.8 \text{ cm}^4$

$I_z=204.9 \text{ cm}^4$

$I_x=8.9 \text{ cm}^4$

$tf=0.9 \text{ cm}$

$W_{ply}=285.4 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=58.1 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 0.004 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 49.125514 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{c,Rd} = 784.207 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = 49.125514 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 121.456 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 67.075110 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $MN_{y,Rd} = 67.075110 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 5.500 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.64$
 $L_{cr,y} = 5.500 \text{ m}$ $X_y = 0.87$
 $\lambda_{my} = 60.35$ $k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 5.500 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 2.36$
 $L_{cr,z} = 5.500 \text{ m}$ $X_z = 0.15$
 $\lambda_{mz} = 221.97$ $k_{zy} = 0.52$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.73 < 1.00$ (6.2.5.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 60.35 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 221.97 > \lambda_{m,max} = 210.00$ **INSTABLE**
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{c,Rd}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rd}/\gamma_{M1}) = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{c,Rd}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rd}/\gamma_{M1}) = 0.38 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

4.3.1.2 Solives plancher étage courant IPE220:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 31 solive_31**POINT:** 4**COORDONNEE:** x = 0.50 L =

2.750 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 22 COMB2 (2+1)*1.35+7*1.50

MATERIAU:S 235 (S 235) $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION:** solives

$h = 22.0 \text{ cm}$	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 11.0 \text{ cm}$	$A_y = 22.9 \text{ cm}^2$	$A_z = 15.9 \text{ cm}^2$	$A_x = 33.4 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.6 \text{ cm}$	$I_y = 2771.8 \text{ cm}^4$	$I_z = 204.9 \text{ cm}^4$	$I_x = 8.9 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.9 \text{ cm}$	$W_{ply} = 285.4 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 58.1 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 0.004 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 55.976288 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.000000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{c,Rd} = 784.207 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 55.976288 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.000000$
$N_{b,Rd} = 121.456 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 67.075110 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 13.656297$
	$MN_{y,Rd} = 67.075110 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 13.656297$

kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

 $L_y = 5.500 \text{ m}$ $\text{Lam}_y = 0.64$ $L_{cr,y} = 5.500 \text{ m}$ $X_y = 0.87$ $\text{Lam}_y = 60.35$ $k_{yy} = 1.00$ 

en z:

 $L_z = 5.500 \text{ m}$ $\text{Lam}_z = 2.36$ $L_{cr,z} = 5.500 \text{ m}$ $X_z = 0.15$ $\text{Lam}_z = 221.97$ $k_{yz} = 0.55$ **FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:** $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$ $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$ $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$ $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.70 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$ **Contrôle de la stabilité globale de la barre:** $\text{Lambda}_y = 60.35 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 221.97 > \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$ $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$ $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$ **Profil correct !!!****4.3.2 Vérification des poutres principale :****4.3.2.1 Poutres principale de rive plancher terrasse IPE450:****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 356 Poutre_356
5.950 m**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 31 COMB11 (1+3+6)*1.35+8*1.50**MATERIAU:**S 235 (S 235) $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION:** pprtr $h = 44.7 \text{ cm}$ $gM0 = 1.00$ $gM1 = 1.00$ $b = 19.0 \text{ cm}$ $A_y = 56.8 \text{ cm}^2$ $A_z = 42.3 \text{ cm}^2$ $A_x = 85.5 \text{ cm}^2$ $t_w = 0.8 \text{ cm}$ $I_y = 29758.8 \text{ cm}^4$ $I_z = 1502.4 \text{ cm}^4$ $I_x = 45.9 \text{ cm}^4$ $t_f = 1.3 \text{ cm}$ $W_{ply} = 1494.3 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 245.8 \text{ cm}^3$ **EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:** $N_{Ed} = 14.591 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -106.051191 \text{ kN*m}$ $M_{z,Ed} = -0.013093 \text{ kN*m}$ $V_{y,Ed} = 0.059 \text{ kN}$ $N_{c,Rd} = 2010.425 \text{ kN}$
kN*m $M_{y,Ed,max} = -106.051191 \text{ kN*m}$ $M_{z,Ed,max} = 0.174986$ $V_{y,T,Rd} = 769.301 \text{ kN}$

Nb,Rd = 2010.425 kN
kN*m

My,c,Rd = 351.158150 kN*m
Vz,Ed = -91.434 kN
MN,y,Rd = 351.158150 kN*m
Vz,T,Rd = 573.121 kN
Mb,Rd = 245.724371 kN*m

Mz,c,Rd = 57.751250
MN,z,Rd = 57.751250
Tt,Ed = 0.012638 kN*m
Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00
Lcr,low = 5.950 m

Mcr = 418.183754 kN*m
Lam_LT = 0.92

Courbe,LT -
fi,LT = 1.03

XLT = 0.67
XLT,mod = 0.70

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.43 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

4.3.2.2 Poutres principale intermédiaire plancher terrasse**IPE450:****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 304 Poutre_304
5.950 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 COMB11 (1+3+6)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235000.000 kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: poutre intermédiaire**

h=45.0 cm
b=19.0 cm

gM0=1.00
Ay=63.2 cm2

gM1=1.00
Az=50.8 cm2

Ax=98.8 cm2

tw=0.9 cm
tf=1.5 cm

Iy=33742.9 cm⁴
Wply=1701.9 cm³

Iz=1675.9 cm⁴
Wplz=276.4 cm³

Ix=63.8 cm⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 23.821 kN	My,Ed = -199.769687 kN*m	Mz,Ed = -0.014128 kN*m
	Vy,Ed = 0.068 kN	
Nc,Rd = 2322.289 kN	My,Ed,max = -199.769687 kN*m	Mz,Ed,max = 0.118482
kN*m	Vy,T,Rd = 857.628 kN	
Nb,Rd = 2322.289 kN	My,c,Rd = 399.951200 kN*m	Mz,c,Rd = 64.951180
kN*m	Vz,Ed = -170.060 kN	
	MN,y,Rd = 399.951200 kN*m	MN,z,Rd = 64.951180
kN*m	Vz,T,Rd = 689.835 kN	
	Mb,Rd = 278.634328 kN*m	Tt,Ed = -0.000641
kN*m		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 471.800082 kN*m	Courbe,LT -	XL T = 0.66
Lcr,low=5.950 m	Lam_LT = 0.92	fi,LT = 1.04	XL T,mod = 0.70

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.50 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.25 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.72 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XL T \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XL T \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

4.3.2.1 Poutre principale de rive étage courant IPE450: CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 229 Poutre_229

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

5.950 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 29 COMB9 (1+2+4)*1.35+7*1.50

MATERIAU:S 235 (S 235) $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: poutre p de rive**

$h=45.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0 \text{ cm}$	$A_y=63.2 \text{ cm}^2$	$A_z=50.8 \text{ cm}^2$	$A_x=98.8 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=33742.9 \text{ cm}^4$	$I_z=1675.9 \text{ cm}^4$	$I_x=63.8 \text{ cm}^4$
$t_f=1.5 \text{ cm}$	$W_{ply}=1701.9 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=276.4 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 12.781 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -132.972641 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.239736 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,Ed} = 0.008 \text{ kN}$	
$N_{c,Rd} = 2322.289 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -132.972641 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.435261$
$kN\cdot m$	$V_{y,T,Rd} = 857.079 \text{ kN}$	
$N_{b,Rd} = 2322.289 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 399.951200 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 64.951180$
$kN\cdot m$	$V_{z,Ed} = -122.719 \text{ kN}$	
	$MN_{y,Rd} = 399.951200 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 64.951180$
$kN\cdot m$	$V_{z,T,Rd} = 689.550 \text{ kN}$	
	$M_{b,Rd} = 288.344355 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$T_{t,Ed} = 0.010131 \text{ kN}\cdot\text{m}$
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 513.547388 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XL T = 0.69$
$L_{cr,low} = 5.950 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.88$	$f_{i,LT} = 1.00$	$XL T_{mod} = 0.72$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{fz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XL T \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XL T \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

4.3.2.2 Poutre principale intermédiaire étage courant IPE450:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

FAMILLE:**PIECE:** 19 Poutre_19
5.950 m**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 29 COMB9 (1+2+4)*1.35+7*1.50

MATERIAU:S 235 (S 235) $f_y = 235000.000$ kPa**PARAMETRES DE LA SECTION: poutre intermediaire**

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.2 cm ²	Az=50.8 cm ²	Ax=98.8 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.9 cm ⁴	Iz=1675.9 cm ⁴	Ix=63.8 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.9 cm ³	Wplz=276.4 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -18.662 kN	M _{y,Ed} = -219.033143 kN*m	M _{z,Ed} = 0.151100 kN*m
	V _{y,Ed} = -0.059 kN	
N _{t,Rd} = 2322.289 kN	M _{y,pl,Rd} = 399.951200 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 64.951180
kN*m	V _{y,T,Rd} = 857.237 kN	
	M _{y,c,Rd} = 399.951200 kN*m	M _{z,c,Rd} = 64.951180
kN*m	V _{z,Ed} = -184.525 kN	
	M _{N,y,Rd} = 399.951200 kN*m	M _{N,z,Rd} = 64.951180
kN*m	V _{z,T,Rd} = 689.633 kN	
	M _{b,Rd} = 262.910914 kN*m	T _{t,Ed} = -0.007391
kN*m		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	M _{cr} = 414.695221 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.63
L _{cr,low} = 5.950 m	Lam_LT = 0.98	f _{i,LT} = 1.10	XLT,mod = 0.66

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.55 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.30 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.27 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.83 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
Profil correct !!!

4.3.3 Vérification des poutres secondaire:

4.3.3.1 poutre secondaire plancher terrasse:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 337 Poutre_337
5.500 m

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 28 COMB8 (3+6+1)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.000$ kPa

PARAMETRES DE LA SECTION: pstr

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.9 cm ²	Az=15.9 cm ²	Ax=33.4 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2771.8 cm ⁴	Iz=204.9 cm ⁴	Ix=9.1 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=285.4 cm ³	Wplz=58.1 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 5.073 kN	My _{Ed} = -25.109780 kN*m	Mz _{Ed} = -0.020270 kN*m
	Vy _{Ed} = 0.006 kN	
N _{c,Rd} = 784.195 kN	My _{Ed,max} = -25.109780 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.020270
	Vy _{T,Rd} = 310.426 kN	
Nb _{Rd} = 784.195 kN	My _{c,Rd} = 67.071350 kN*m	Mz _{c,Rd} = 13.655850
	Vz _{Ed} = -25.385 kN	
	MN _{y,Rd} = 67.071350 kN*m	MN _{z,Rd} = 13.655850
	Vz _{T,Rd} = 215.395 kN	
	Mb _{Rd} = 38.155660 kN*m	Tt _{Ed} = -0.001742 kN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 51.680663 kN*m	Courbe _{LT} -	XLT = 0.55
Lcr _{low} = 5.500 m	Lam _{LT} = 1.14	fi _{LT} = 1.27	XLT _{mod} = 0.57

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$\begin{aligned}
 N_{Ed}/N_{c,Rd} &= 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1)) \\
 M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} &= 0.37 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\
 M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\
 (M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} &= 0.14 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6)) \\
 V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7) \\
 V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} &= 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7) \\
 \tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6) \\
 \tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)
 \end{aligned}$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk/gM1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk/gM1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk/gM1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk/gM1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

4.3.3.2 poutre secondaire étage courant: CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 23 Poutre_23
0.000 m**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS:**

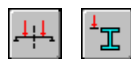
Cas de charge décisif: 30 COMB10 (1+2)*1.35+7*1.50

MATERIAU:S 235 (S 235) $f_y = 235000.000$ kPa**PARAMETRES DE LA SECTION:** psr

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.9 cm ²	Az=15.9 cm ²	Ax=33.4 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2771.8 cm ⁴	Iz=204.9 cm ⁴	Ix=9.1 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=285.4 cm ³	Wplz=58.1 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -2.366 kN	M _{y,Ed} = -19.992463 kN*m	M _{z,Ed} = -0.103257 kN*m
	V _{y,Ed} = -0.039 kN	
N _{t,Rd} = 784.195 kN	M _{y,pl,Rd} = 67.071350 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 13.655850
kN*m	V _{y,T,Rd} = 310.449 kN	
	M _{y,c,Rd} = 67.071350 kN*m	M _{z,c,Rd} = 13.655850
kN*m	V _{z,Ed} = 21.497 kN	
	M _{N,y,Rd} = 67.071350 kN*m	M _{N,z,Rd} = 13.655850
kN*m	V _{z,T,Rd} = 215.405 kN	
	M _{b,Rd} = 36.861680 kN*m	T _{t,Ed} = -0.001489 kN*m
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	M _{cr} = 48.851256 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.53
L _{cr,low} = 5.500 m	L _{am_LT} = 1.17	f _{i,LT} = 1.31	XLT,mod = 0.55

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.10 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.54 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

4.3.4 Vérification des poteaux HEA240:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 8 Poteau_8
0.000 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 33 COMB13 (1+3+2)*1.35+(7+8+13)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.000$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poteaux

h=23.0 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=24.0 cm	$A_y=64.5$ cm ²	$A_z=25.2$ cm ²	$A_x=76.8$ cm ²
tw=0.8 cm	$I_y=7763.2$ cm ⁴	$I_z=2768.8$ cm ⁴	$I_x=38.2$ cm ⁴
tf=1.2 cm	$W_{ply}=744.7$ cm ³	$W_{plz}=351.7$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 614.672$ kN	$M_{y,Ed} = -4.379089$ kN*m	$M_{z,Ed} = 2.501362$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.492$ kN
$N_{c,Rd} = 1805.637$ kN	$M_{y,Ed,max} = 6.023925$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 2.501362$
kN*m	$V_{y,T,Rd} = 875.338$ kN		
$N_{b,Rd} = 1598.950$ kN	$M_{y,c,Rd} = 175.000740$ kN*m		$M_{z,c,Rd} = 82.649265$
kN*m	$V_{z,Ed} = 3.060$ kN		
	$M_{N,y,Rd} = 131.943055$ kN*m		$M_{N,z,Rd} = 81.456131$
kN*m	$V_{z,T,Rd} = 341.511$ kN		
			$T_{t,Ed} = 0.003256$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.400$ m	$\lambda_{m,y} = 0.25$
$L_{cr,y} = 2.380$ m	$\chi_y = 0.98$
$\lambda_{m,y} = 23.68$	$\chi_{zy} = 0.31$



en z:

$L_z = 3.400$ m	$\lambda_{m,z} = 0.42$
$L_{cr,z} = 2.380$ m	$\chi_z = 0.89$
$\lambda_{m,z} = 39.65$	$\chi_{zz} = 0.72$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.34 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.70} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 23.68 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 39.65 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.38 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.42 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 11 Poteau_11**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 33 COMB13 (1+3+2)*1.35+(7+8+13)*1.50

MATERIAU:S 235 (S 235) $f_y = 235000.000$ kPa**PARAMETRES DE LA SECTION:** potaux

$h=23.0$ cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=24.0$ cm	$A_y=64.5$ cm ²	$A_z=25.2$ cm ²	$A_x=76.8$ cm ²
$t_w=0.8$ cm	$I_y=7763.2$ cm ⁴	$I_z=2768.8$ cm ⁴	$I_x=38.2$ cm ⁴
$t_f=1.2$ cm	$W_{ply}=744.7$ cm ³	$W_{plz}=351.7$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 268.338$ kN	$M_{y,Ed} = 11.511160$ kN*m	$M_{z,Ed} = 3.955384$ kN*m	$V_{y,Ed} = 3.193$ kN
$N_{c,Rd} = 1805.637$ kN	$M_{y,Ed,max} = -23.586306$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -6.900281$ kN
	$V_{y,T,Rd} = 875.411$ kN		
$N_{b,Rd} = 1598.950$ kN	$M_{y,c,Rd} = 175.000740$ kN*m		$M_{z,c,Rd} = 82.649265$ kN
	$V_{z,Ed} = -10.323$ kN		
	$M_{N,y,Rd} = 170.312263$ kN*m		$M_{N,z,Rd} = 82.649265$ kN
	$V_{z,T,Rd} = 341.529$ kN		
			$T_{t,Ed} = 0.002346$ kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:	$L_{y} = 3.400$ m	$\lambda_{y} = 0.25$	$k_{yy} = 0.67$	en z:	$L_{z} = 3.400$ m	$\lambda_{z} = 0.42$	$k_{yz} = 0.42$
	$L_{cr,y} = 2.380$ m				$L_{cr,z} = 2.380$ m		
	$\lambda_{my} = 23.68$				$\lambda_{mz} = 39.65$		

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 23.68 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 39.65 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**4.3.5 Vérification des contreventements :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 59 diagonale_59**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

6.853 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 38 COMB18 1*0.80+17*1.00

MATERIAU:S 235 (S 235) $\sigma_y = 235000.000 \text{ kPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: CAEP 180x18**

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=32.4 cm ²	Az=32.4 cm ²	Ax=61.9 cm ²
tw=1.8 cm	Iy=2962.9 cm ⁴	Iz=768.3 cm ⁴	Ix=66.5 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wey=232.8 cm ³	Welz=106.4 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 4.686 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -2.043473 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 1.193166 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.778 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1454.831 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 54.696665 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,el,Rd} = 25.006376$
$kN\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 438.887 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 1454.831 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 54.696665 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,c,Rd} = 25.006376$
$kN\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.702 \text{ kN}$		
			$V_{z,T,Rd} = 438.887 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.016121 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!**5/ Conclusion :**

Après vérification, on constate que les éléments calculés dans le chapitre IV répondent aux différentes conditions exigées par les règlements, pour cela les mêmes sections d'éléments ont été adoptées. Parmi ces éléments nous les représentant dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII 1. Profils adoptés.

Éléments	Profilé adopté
Solives	IPE 220
Poutre principale	IPE 450
Poutre de rive	IPE 450
Poutre secondaire	IPE 220
Poteaux	HEA 240
Contreventement	CAEP 180×18

CHAPITRE IX : CALCUL DES ASSEMBLAGES

1/ Introduction :

Ce chapitre consiste à l'étude des différents assemblages. Cette étude est menée en deux parties, la 1ère est consacrée à un calcul analytique se référant au règlements (Eurocode 3). Dans la seconde partie, les différentes étapes de vérifications des assemblages sont menées avec le logiciel de calcul par éléments finis auto disque ROBOT.

2/ Les types des assemblages :

2.1 Partie analytique :

2.1.1 Assemblage Poutre (IPE 450) – Solive (IPE 220) :

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la solive IPE220 avec l'âme de la poutre IPE450, avec une file verticale de deux boulons, l'effort sollicitant le plus défavorable est donnée $V_{sd} = 40.71 \text{ KN}$.

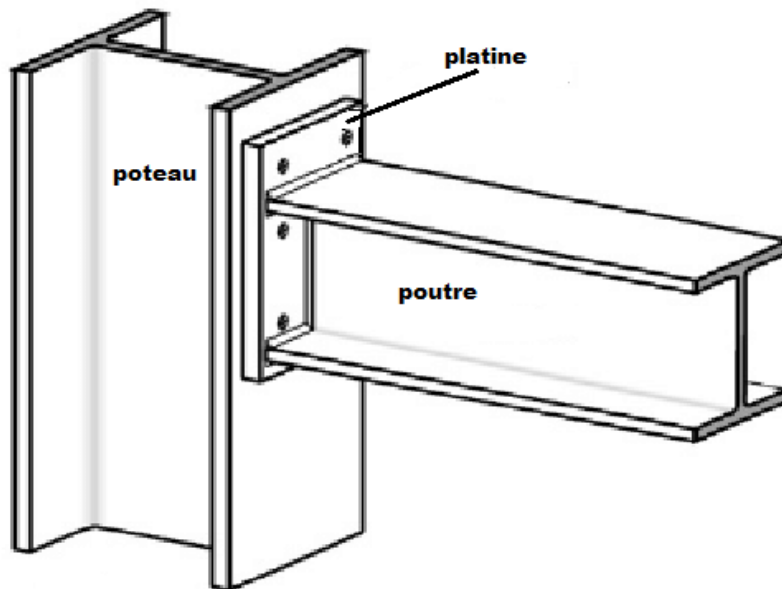


Figure IX 1. Assemblage de la solive poutre.

a) Choix de la cornière :

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = \frac{40.71 \times 1.1 \times \sqrt{3} \times 10}{235} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L80×80×8

Avec :

$$A = 12.3 \text{ cm}^2$$

- **Section Brute :**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{12.3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 157.12 \text{ KN} > V_{sd} = 40.71 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

- **Section nette :**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 1230 - 8 \times 15 = 11.10 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 11.10 \times 10^{-3}}{1.25} = 188.61 \text{ KN} > V_{sd} = 40.61 \text{ KN} \dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

b) Disposition constructive:

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 5.8 Ø14, sur les deux ailes de la cornière.

- **Distance entraxe des boulons:**

$$d_0 = \emptyset + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$t = \min (t_w (\text{poutre}) ; t_w (\text{solive}))$$

$$t = \min (9.4 ; 5.9)$$

$$t = 5.9 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$33 \leq p_1 \leq 82.6$$

Alors nous allons prendre $p_1 = 80 \text{ mm}$.

- **Pince longitudinale e1:**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$18 \leq e_1 \leq 70.8$$

Alors nous allons prendre $e_1 = 30 \text{ mm}$

- **Pince transversale e2:**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$22.5 \leq e_2 \leq 70.8$$

Alors nous allons prendre $e_2 = 30 \text{ mm}$

c) Vérification des boulons au cisaillement :

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{40.71}{2} = 20.35 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

α_v : coefficient qui dépend du plan de cisaillement du boulon

f_{ub} : Limite d'élasticité des boulons.

A_s : aire résistante du boulon

γ_{mb} : Coefficient de sécurité

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times 500 \times 115 \times 10^{-3}}{1.25} = 23 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 23 \text{ KN} > F_{v,sd} = 20.35 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

d) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times F_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{F_u}, 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.71, 1.65, 1.38, 1)$$

$$\alpha = 0.71$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.71 \times 500 \times 14 \times 8 \times 10^{-3}}{1.25} = 79.52 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 79.52 \text{ KN} > F_{v,sd} = 20.35 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

e) Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées :

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par :

$$V_{eff,rd} = \frac{\frac{F_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} \times A_{veff} \quad \text{ou} \quad A_{veff} = t \times L_{v,eff}$$

Avec :

$A_{v,eff}$: Aire efficace de cisaillement

$$L_{v,eff} = \min [l_v + l_1 + l_2; l_3]$$

$$l_1 = \min (e_1; 5d)$$

$$l_2 = (e_2 - k.d_0) \times (f_u / f_y)$$

$$l_3 = (p_1 + 2e_1 - n.d_0) \times (f_u / f_y)$$

k : coefficient qui dépend du nombre de rangs de boulons

n : nombre de trous de fixations le long de la plaque cisailée

• **Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière :**

$$l_1 = \min(30 ; 70) = 30 \text{ mm}$$

$$l_2 = (30 - 0.5 \times 15) \times \left(\frac{360}{235} \right) = 34.47 \text{ mm}$$

$$l_3 = (80 + 60 - 30) \times \left(\frac{360}{235} \right) = 168.51 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = \min[114.47 ; 168.51] = 114.47 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff} = 915.76 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{\frac{235}{\sqrt{3}}}{1.1} \times 915.76 \times 10^{-3} = 112.95 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 112.95 \text{ KN} > V_{sd} = 40.71 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

• **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la solive :**

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 675.37 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,rd} = 83.3 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 83.3 \text{ KN} > V_{sd} = 40.71 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

2.1.2 Conclusion :

La vérification du calcul analytique avec une cornière L80 × 80 × 8, et une file verticale de 2 boulons 5.8 Ø14 est vérifié.

2.2 Partie de calcul avec ROBOT:

2.2.1 Assemblage poutre – solive :



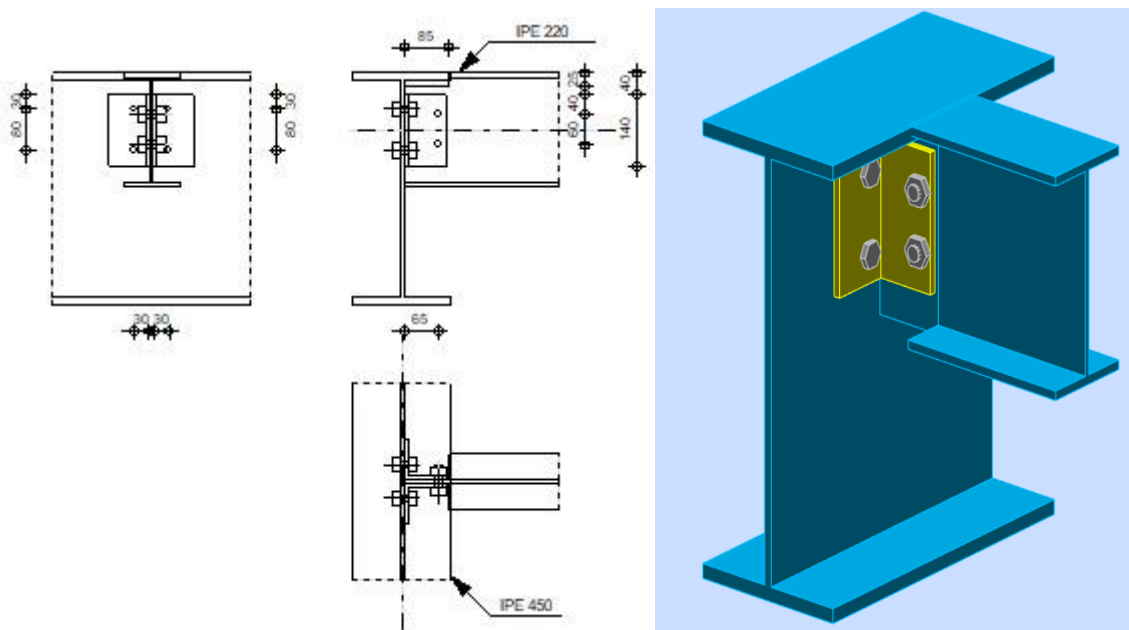
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,92

**GENERAL**

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 51
 Barres de la structure: 19, 29

GEOMETRIE**POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 19

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g =$	450	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	190	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	21	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	98,8	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	33742,9	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 235
 $f_{yg} = 235000,000$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 360000,000$ [kPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 220
 Barre N°: 29
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 33,4$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 2771,8$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235000,000$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 360000,000$ [kPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 85$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 80x8
 $h_k = 80$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 80$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 10$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 140$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau: S 235
 $f_{yk} = 235000,000$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 360000,000$ [kPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = 5.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,1$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,5$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 500000,000$ [kPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 80$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,6 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,0 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	600000,000 [kPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	40 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 22: COMB2 (2+1)*1.35+7*1.50

N _{b,Ed} =	0,027 [kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	40,710 [kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,000000 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE****RESISTANCE DES BOULONS**

F _{v,Rd} =	36,94 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un = 5] boulon	F _{v,Rd} = 0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} =	41,40 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction = 0]	F _{t,Rd} = 0.9*f _u *A _s /γ _{M2}

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

k _{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α _{bx} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié	
F _{b,Rd1x} =	94,752 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{M2}

Direction z

k _{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1z} = min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α _{bz} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} = min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]

$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 94,752$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière**Direction x**

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 53,760$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	Vérifié
$\alpha_{bz} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 53,760$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**cisaillement des boulons**

$e = 33$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,670$ [kN* 698 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 10,178$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 8,384$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 8,384$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 10,178$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 13,186$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 53,760$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 53,760$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 8,384 < 53,760$	vérifié	(0,16)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10,178 < 53,760$	vérifié	(0,19)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$13,186 < 36,945$	vérifié	(0,36)

Traction des boulons

e =	70	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
M _{0t} =	1,418	[kN*m]	Moment fléchissant réel	M _{0t} =0.5*V _{b,Ed} *e
F _{t,Ed} =	17,74	[kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	F _{t,Ed} =M _{0t} *z _{max} /Σz _i ² + 0.5*N _{b2,Ed} /n
F _{t,Ed} ≤ F _{t,Rd}	17,741	<	41,400	vérifié (0,43)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed} = 13,186$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,66 < 1,00$	vérifié (0,66)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 115,81$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **Vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 67,968$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 58,528$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 0,28$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,28 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 51,200$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 0,63$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $0,63 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 0,74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 34,588$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**cisaillement des boulons**

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 2,8374$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{Nx} = 0,013$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$$

$F_{Vz} = 20,355$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$$F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$$

$F_{Mx} = 47,291$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{Mz} = 0,000$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z

$$F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{x,Ed} = 47,305$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$e =$	70 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$F_{z,Ed}$	20,355 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed}	51,498 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx}	51,200 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	34,588 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	47,305 < 51,200	vérifié	(0,92)	
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	20,355 < 34,588	vérifié	(0,59)	
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	51,498 < 115,812	vérifié	(0,44)	

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	3,4 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	1,0 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	109,793 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ 0.5 N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	0,013 < 109,793	vérifié	(0,00)	

POUTRE

$A_{nt} =$	2,5 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	6,6 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	161,022 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	0,027 < 161,022	vérifié	(0,00)	

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	0,5 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	5,8 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	86,148 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ 0.5 V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	20,355 < 86,148	vérifié	(0,24)	

POUTRE

$A_{nt} =$	3,3 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	5,2 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	118,021 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	40,710 < 118,021	vérifié	(0,34)	

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	5,6	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	4,2	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$				0,67 < 0,82
$W_{net} =$	25,6	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	6,008960	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_o \leq M_{c,Rdnet}$				1,418744 < 6,008960 vérifié (0,24)
$A_v =$	11,2	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a \cdot t_{fa}$
$A_{v,net} =$	8,3	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$
$V_{pl,Rd} =$	151,959	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$				20,355 < 151,959 Vérifié (0,13)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	5,8	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	4,7	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$				0,73 < 0,82
$W_{net} =$	35,5	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	8,348354	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_o \leq M_{c,Rdnet}$				2,837489 < 8,348354 vérifié (0,34)
$A_v =$	11,5	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	9,4	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$
$V_{pl,Rd} =$	156,097	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$				40,710 < 156,097 vérifié (0,26)

REMARQUES

Longueur du grugeage de la poutre trop faible	85 [mm]	<	90 [mm]
Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur la poutre trop faible	15 [mm]	<	22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,92

2.2.2 Assemblage poteau –poutre:



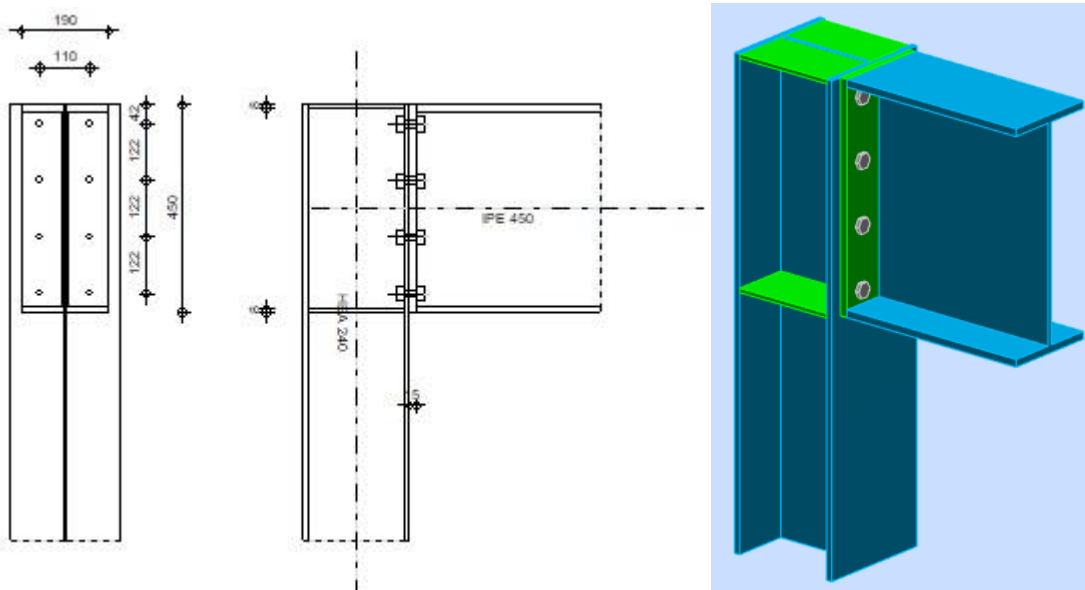
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,99

**GENERAL**

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : poteau poutre
 Noeud de la structure: 24
 Barres de la structure: 12, 19

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 240
 Barre N°: 12
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 230$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 240$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 76,8$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 7763,2$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235000,000$ [kPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 19
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 98,8$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 33742,9$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235000,000$ [kPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113,040$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 42$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 110$ [mm]
 Entraxe $p_i = 122; 122; 122$ [mm]

PLATINE

$h_p = 450$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 15$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235000,000$ [kPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 206$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 116$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235000,000$ [kPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 206$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 116$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235000,000$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 30: COMB10 (1+2) * 1.35 + 7 * 1.50

$M_{b1,Ed} =$	109,362311	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	147,691	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	18,921	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	44,374240	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	19,561	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-399,770	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-0,675915	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-0,393	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-208,659	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b =$	98,8	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	2322,289	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	50,8	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	689,854	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,21 < 1,00	vérifié (0,21)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1701,9	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	399,95120	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	1701,9	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	399,951200	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	399,951200	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	435	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	918,583	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 109,362311$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,000000$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 19,561$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = -0,393$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z = 340$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 311,961$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} = 25,2$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 25,2$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$d_s = 442$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 2,03040$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 0,90240$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 0,90240$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 320,689$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,97 < 1,00$	vérifié	(0,97)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 232$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 25,2$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\omega = 0,79$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 98900,357$	[kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 18,6$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1: [6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 758,459$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 164$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,81$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,93$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,33$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 735,568$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 735,568$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	–	65	–	122	216	276	216	276	230	227	227	227
2	34	–	65	–	122	216	219	216	219	244	122	122	122
3	34	–	65	–	122	216	219	216	219	244	122	122	122
4	34	–	65	–	122	216	276	216	276	230	227	227	227

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	42	–	40	–	122	266	288	266	288	255	240	240	240
2	42	–	40	–	122	266	220	220	220	244	122	122	122
3	42	–	40	–	122	266	220	220	220	244	122	122	122
4	42	–	40	–	122	266	220	220	220	255	171	171	171

- m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 113,040$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 156,346$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 904,320$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 113,040$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 156,346$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	184,101	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 184,101$	184,101	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 307,368$	307,368	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 202,317$	202,317	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 588,221$	588,221	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 312,692$	312,692	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 320,689$	320,689	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 735,568$	735,568	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 918,583$	918,583	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	136,587	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 171,250$	171,250	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 307,368$	307,368	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 180,223$	180,223	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 484,923$	484,923	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 312,692$	312,692	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 320,689 - 184,101$	136,587	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 735,568 - 184,101$	551,466	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 918,583 - 184,101$	734,482	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 322,267 - 184,101$	138,165	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 396,654 - 184,101$	212,553	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 335,594 - 184,101$	151,493	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 798,791 - 184,101$	614,689	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 128,049 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	8,539	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 171,250$	171,250	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 307,368$	307,368	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 180,223$	180,223	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 484,923$	484,923	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 312,692$	312,692	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 320,689 - 312,150$	8,539	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 735,568 - 312,150$	423,418	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 918,583 - 312,150$	606,433	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 239,680 - 128,049$	111,631	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 331,113 - 128,049$	203,064	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 462,734 - 312,150$	150,584	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 440,025 - 312,150$	127,875	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 297,852 - 128,049$	169,803	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 538,996 - 128,049$	410,947	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 484,520 - 312,150$	172,370	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1068,289 - 312,150$	756,139	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 184,101$	184,101	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 307,368$	307,368	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 180,223$	180,223	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 484,923$	484,923	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 312,692$	312,692	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 320,689 - 320,689$	0,000	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 735,568 - 320,689$	414,879	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 918,583 - 320,689$	597,895	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 322,267 - 8,539$	313,728	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 396,654 - 8,539$	388,116	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 462,734 - 136,587$	326,146	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 440,025 - 136,587$	303,438	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 644,533 - 320,689$	323,844	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 478,118 - 320,689$	157,430	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 313,500 - 8,539$	304,961	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 646,709 - 8,539$	638,170	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 462,426 - 136,587$	325,839	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 916,207 - 136,587$	779,619	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 649,094 - 320,689$	328,406	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1445,499 - 320,689$	1124,811	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	401	184,101	184,101	307,368	202,317	588,221	226,080	312,692
2	279	128,049	171,250	307,368	180,223	484,923	226,080	312,692
3	157	8,539	171,250	307,368	180,223	484,923	226,080	312,692
4	35	–	184,101	307,368	180,223	484,923	226,080	312,692

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 110,794612 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,99 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,99)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,96	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	92,710 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	113,040 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	138,240 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 107,520$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,080	4,730	184,101	181,721	186,452	76,192
2	226,080	4,730	128,049	126,393	131,124	108,604
3	226,080	4,730	8,539	8,428	13,159	177,711
4	226,080	4,730	0,000	0,000	4,730	182,648

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
 $F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $V_{j,Rd} = 545,155$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,27 < 1,00$ **vérifié** (0,27)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 75,2$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 22,2$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 53,0$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 15789,6$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 102864,720$ [kPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 94538,859$ [kPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{II} = 27849,388$ [kPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $205729,439 < 360000,000$ **vérifié** (0,57)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $195133,669 < 360000,000$ **vérifié** (0,54)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $102864,720 < 259200,000$ **vérifié** (0,40)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaque [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 12$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 16$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 49$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 5$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	11,8	377,4
1	401	6	8	10	2	6,7	266,5

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
2	279	3	5	5	1	3,0	82,8
3	157	3	5	5	1	1,7	26,2
4	35	6	8	7	2	0,5	1,9

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 319 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 25,2 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 319 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 35432,784514 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,89 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 12280,512220 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 297731,470588 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5954,629412 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,99

2.2.3 Assemblage pied de Poteau (HEA 240):

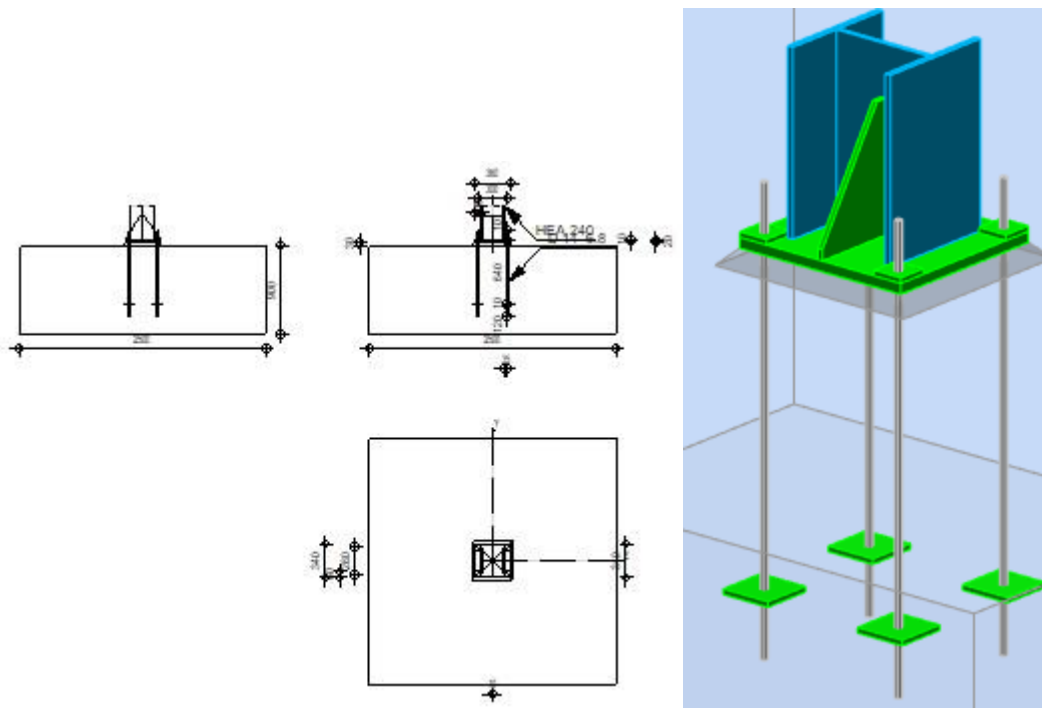


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,89**GENERAL**

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 15
 Barres de la structure: 8

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 240
 Barre N°: 8

$L_c =$	3,400	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	230	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	240	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	76,8	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	7763,2	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} =$	235000,000	[kPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360000,000	[kPa]	Résistance ultime du matériau

$f_{yc} = 235000,000$ [kPa] Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 360$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 340$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235000,000$ [kPa] Résistance
 $f_{upd} = 360000,000$ [kPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 410000,000$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 600000,000$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 1,1$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,5$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 300$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 280$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 101$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_y = 235000,000$ [kPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$w_s = 340$ [mm] Largeur
 $h_s = 250$ [mm] Hauteur
 $t_s = 10$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L = 2500 [mm] Longueur de la semelle
B = 2500 [mm] Largeur de la semelle
H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C20/25

$f_{ck} = 20000,000$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12000,000$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 4$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 33: COMB13 $(1+3+2) * 1.35 + (7+8+13) * 1.50$

$N_{j,Ed} = -648,416$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -0,619$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -61,396$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 3,320705$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -2,582547$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13333,333$ [kPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 26666,667$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

$c = 34$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 81$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 309$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 248,6$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2237,1$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd,u} = 994,250$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 26666,667$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 728,4$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 248,6$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 341,8$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 1942,528$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 662,833$	[kN]	Résistance du béton à la flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 911,548$	[kN]	Résistance du béton à la flexion M_z	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 753,0$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 176,954178$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 218$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 811,716$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 628,1$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 147,601062$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 144$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 1021,969$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 1942,528$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} = 662,833$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} = 911,548$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,33 < 1,00$	vérifié	(0,33)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

$e_y = 5$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 109$	[mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 150$	[mm]	Bras de levier $F_{t,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 6,484416$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,51 < 1,00$	vérifié	(0,51)
---	---------------	---------	--------

$e_z = 4$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 72$	[mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 140$	[mm]	Bras de levier $F_{t,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 6,881581$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,38 < 1,00$	vérifié	(0,38)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,89 < 1,00$	vérifié	(0,89)
--	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,63$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,63$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$\alpha_{d,y} = 0,63$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$
 $F_{1,vb,Rd,y} = 126,000$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,63$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]
 $\alpha_{b,z} = 0,63$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$
 $F_{1,vb,Rd,z} = 126,000$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,32$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]
 $A_{vb} = 1,5$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]
 $f_{ub} = 600000,000$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]
 $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$
 $F_{2,vb,Rd} = 23,423$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]
 $M_{Rk,s} = 0,165676$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]
 $l_{sm} = 47$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$
 $F_{v,Rd,sm} = 5,875$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 349,586$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]
 $k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,cp} = 323,690$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 736,17$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB
 $= 6$] [9.3.4.(a)]
 $\psi_{A,V,y} = 0,36$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]
 $\psi_{h,V,y} = 1,23$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]
 $\psi_{s,V,y} = 0,90$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]
 $\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]
 $\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]
 $\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,y} = 134,204$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 726,25$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB
 $= 0$] [9.3.4.(a)]
 $\psi_{A,V,z} = 0,37$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]
 $\psi_{h,V,z} = 1,22$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$V_{Rk,c,z}^0 = 726,25$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 136,175$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 648,416$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 194,525$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 218,025$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 218,025$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,28 < 1,00$	vérifié (0,28)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,28 < 1,00$	vérifié (0,28)

CONTROLE DES RAIDISSEURS**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$M_1 = 16,026258$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 192,797$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 82$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 3442,1$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 28777,511$ [kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 87620,338$ [kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 77118,837$ [kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 136638,539$ [kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,58 < 1,00$		
	vérifié	(0,58)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 50178,431$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 50178,431$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -97,023$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -37255,038$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,19 < 1,00$		
	vérifié	(0,19)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,28 < 1,00$		
	vérifié	(0,28)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,32 < 1,00$		
	vérifié	(0,32)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	135987,312	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	135987,312	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	96398,547	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	319136,704	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,89	<	1,00	vérifié (0,89)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	102502,355	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	102502,355	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	73351,780	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	241181,223	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,67	<	1,00	vérifié (0,67)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	81	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	309	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	18	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	110	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	30	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	13	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	179	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,36		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	88147,878039	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	143847,158824	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	21	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	110	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	30	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	13	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	179	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 1$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction

[Tableau 6.11]

$$\lambda_{0,z} = 0,60$$

Elancement du poteau

[5.2.2.5.(2)]

$$S_{j,ini,z} = 45372,243850 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Rigidité en rotation initiale

[6.3.1.(4)]

$$S_{j,rig,z} = 51304,420588 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Rigidité de l'assemblage rigide

[5.2.2.5]

$$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z} \text{ SEMI-RIGIDE}$$

[5.2.2.5.(2)]

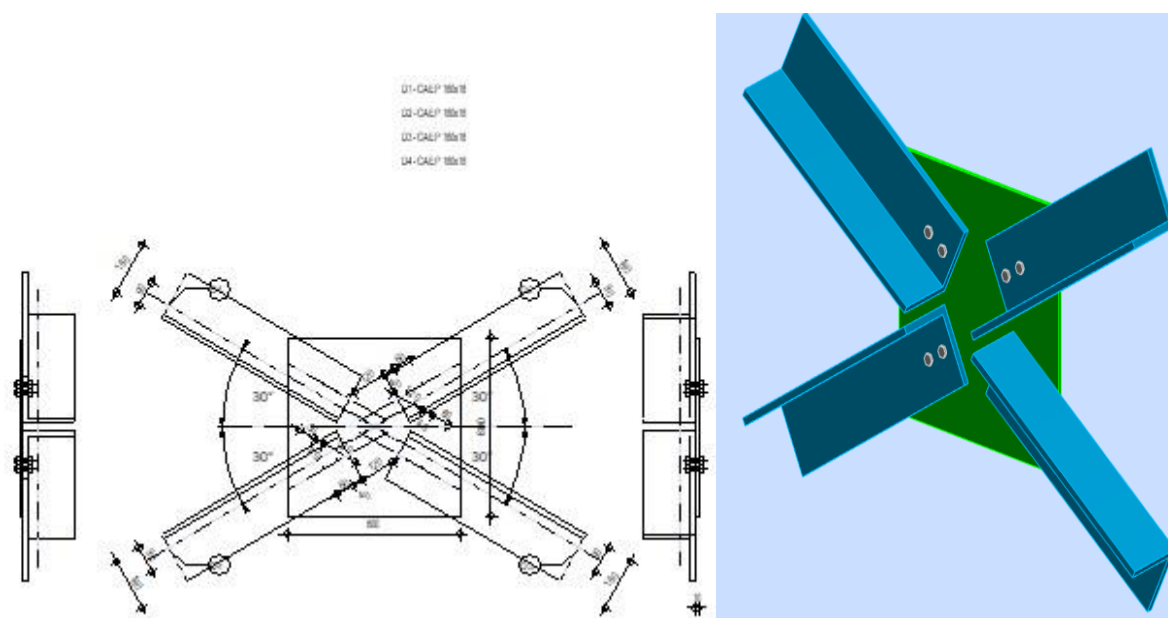
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,89

2.2.4 Contreventement (CAEP 180x18) :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,17
--	--	---



GENERAL

Assemblage N°: 12
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 31
 Barres de la structure: 38, 54, 40, 55,

Assemblage N°: 12

GEOMETRIE**BARRES**

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N°:		38	54	40	55		
Profilé:		CAEP 180x18	CAEP 180x18	CAEP 180x18	CAEP 180x18		
	h	180	180	180	180		mm
	b _f	180	180	180	180		mm
	t _w	18	18	18	18		mm
	t _f	18	18	18	18		mm
	r	18	18	18	18		mm
	A	61,9	61,9	61,9	61,9		cm ²
Matériau:		S 235	S 235	S 235	S 235		
	f _y	235000,000	235000,000	235000,000	235000,000		kPa
	f _u	360000,000	360000,000	360000,000	360000,000		kPa
Angle	α	29,7	29,7	29,7	29,7		Deg
Longueur	l	0,000	0,000	0,000	0,000		m

BOULONS**Barre 1**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,1 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,5 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 280000,000 [kPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 400000,000 [kPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 90 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 120 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,1 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,5 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 280000,000 [kPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 400000,000 [kPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 90 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 120 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,1$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,5$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280000,000$ [kPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400000,000$ [kPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,1$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,5$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280000,000$ [kPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400000,000$ [kPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 300$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 300$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 Matériau: S 235

$f_y = 235000,000$ [kPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 36: COMB16 (1+19)*1.00

$N_{b1,Ed} = -3,452$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -3,594$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -6,049$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -6,215$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 29,556$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,89$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,89 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 161,28$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 181,440$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,80$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 100,800$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**cisaillement des boulons**

$e = 39$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,134492$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} = -1,726$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{MSd} = -2,242$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = -1,726$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -2,242$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 2,829$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 100,800$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 100,800$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -1,726 < 100,800$	vérifié (0,02)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -2,242 < 100,800$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$2,829 < 29,556$	vérifié (0,10)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,58$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 59,2$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 989,044$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 1309,397$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -3,452 < 989,044$	vérifié (0,00)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -3,452 < 1309,397$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 14,8$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,9$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 403,11$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -3,452 < 403,110$	vérifié (0,01)

BARRE 2**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 29,556$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 161,28$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	Vérifié
$F_{b,Rd1z} = 181,440$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

Pression du boulon sur la platine

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 100,80$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 100,800$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 39$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,140022$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = -1,797$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{MSd} = -2,334$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = -1,797$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -2,334$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 2,946$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 100,800$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 100,800$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -1,797 < 100,800$	vérifié (0,02)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -2,334 < 100,800$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$2,946 < 29,556$	vérifié (0,10)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 =$	0,58	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	59,2 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f2}$
$N_{u,Rd} =$	989,044 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1309,397 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -3,594 < 989,044$	vérifié	(0,00)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -3,594 < 1309,397$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	14,8 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	13,9 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	403,110 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -3,594 < 403,110$	Vérifié	(0,01)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	29,556 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------	-------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x			
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} =$	0,89	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} =$	161,280 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} =$	181,440 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x			
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} =$	100,800 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	

$F_{b,Rd2z} = 100,800$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 39$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,235644$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$$

$F_{NSd} = -3,025$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$$

$F_{MSd} = -3,927$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = -3,025$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = -3,927$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 4,957$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 100,800$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 100,800$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -3,025 < 100,800$	vérifié	(0,03)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -3,927 < 100,800$	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$4,957 < 29,556$	vérifié	(0,17)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,58$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A_{net} = 59,2$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{r3}$$

$N_{u,Rd} = 989,044$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$N_{pl,Rd} = 1309,397$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$$

$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -6,049 < 989,044$	vérifié	(0,01)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -6,049 < 1309,397$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 14,8$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 13,9$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 403,11$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -6,049 < 403,110$	vérifié	(0,02)
------------------------------	----------------------	---------	--------

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 29,556$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,89$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,89 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 161,28$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 181,440$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 100,80$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 100,800$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 39$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,242127$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$F_{NSd} = -3,108$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = -4,035$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = -3,108$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -4,035$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 5,093$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 100,800$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 100,800$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -3,108 < 100,800$	vérifié (0,03)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -4,035 < 100,800$	vérifié (0,04)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$5,093 < 29,556$	vérifié (0,17)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,58$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 59,2$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f4}$
$N_{u,Rd} = 989,044$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 1309,397$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -6,215 < 989,044$	vérifié (0,01)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -6,215 < 1309,397$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 14,8 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 13,9 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 403,11 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$|N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-6,215| < 403,110 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,17

3/ Conclusion :

Après avoir fait les différents calculs avec la méthode analytique ainsi qu'avec le logiciel ROBOT, nous avons trouver les memes résultats de calcul, donc on a continuer les assemblages avec le logiciel de calcul ROBOT, qui nous a donner des assemblages satisfaisants et vérifiés.

CHAPITRE X : DIMENSIONNEMENT DES FONDATAIONS

1/ Introduction :

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des fondations. Ces dernières sont définies comme les parties d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assurent la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

2/ Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature et le poids de la superstructure
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation
- L'environnement
- La facilité d'exécution
- L'économie

Le choix porte sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité d'exécution (coffrage)

3/ Etude des semelles :

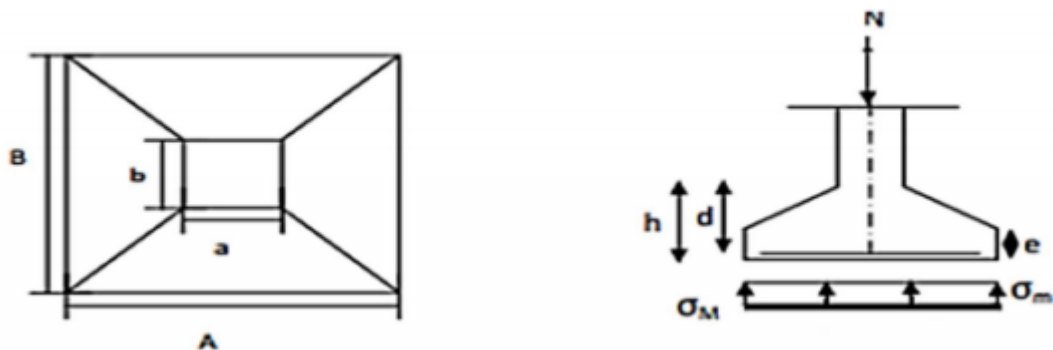


Figure X 1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

3.1 Charge à prendre en considération :

Les charges à prendre en compte sont les charges maximales : verticales, horizontales ou inclinées (DTRB).

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

- $G+Q+E$
- $0.8 G \pm E$ (RPA99/03)

Tableau X 1. Sollicitations à la base du poteau le plus sollicité.

	Nsd (KN)	Msd (KN)
ELS	43.851	9.18
ELU	275.694	14.22
σ_{sol}	2 Bars = 0,2 MPA = 200 KN/ m	

3.2 Dimensionnement de la semelle :**3.2.1 Détermination de A et B :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \quad \text{et} \quad A = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad \text{D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Nous avons :

$$a = 230 \text{ mm}$$

$$b = 240 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{b} = 0.96$$

$$\frac{b}{a} = 1.04$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{275.694}{200} = 1.38 \text{ m}^2$$

$$B \geq 1.19 \text{ m}$$

$$A \geq 1.15 \text{ m}$$

On prend des semelles isolée (1.2 m x 1.2 m)

3.2.2 Détermination de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right)$$

$$d = 0.38 + 0.05 = 0.43 \text{ m}$$

$$d \geq 43 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

4/ Vérification des contraintes :

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{f_c} \right) < \sigma_{sol}$$

Avec :

$$Poids\ propre = 1.2 \times 1.2 \times 0.5 \times 25 = 18\text{ KN}$$

$$P_{ser} = N + P_p = 43.851 + 18 = 61.85\text{ KN}$$

$$P_{ser} = 61.85\text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{P_{ser}} = \frac{9.18}{61.85} = 0.15\text{ m} < \frac{B}{6} = 0.2\text{ m} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée}).$$

$$\sigma_1 = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{N}{S} = 7.61\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{N}{S} = 53.29\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \left(3\sigma_1 + \frac{\sigma_2}{4}\right) = 18.75\text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = 36.15\text{ KN/m}^2 < 200\text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

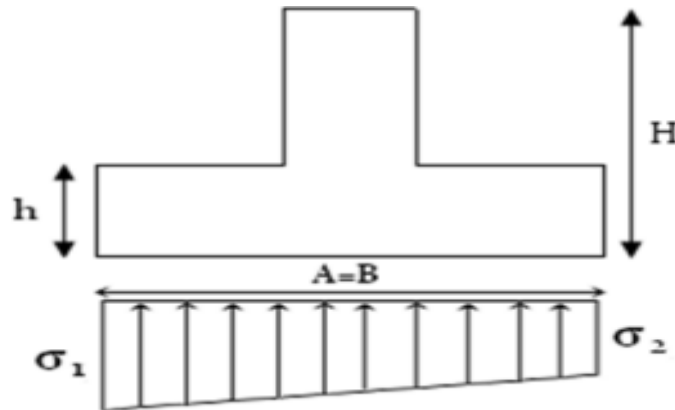


Figure X 2. Diagramme des contraintes.

5/ Vérification de la stabilité :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

$$\text{Stabilité} \Rightarrow A \geq 6 e$$

Tel que : e : excentricité.

$$e = \frac{M_{ssd}}{N_{sd}} = \frac{14.22}{275.694} = 0.05\text{ m}$$

$$e = 6 \times 0.05 = 0.3\text{ m}$$

$$A > 6 e \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}).$$

Il n'existe aucune traction dans le sol, donc on doit vérifier la formule suivante :

$$\sigma_{\max} = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{N}{A \times B} < 1.5 \times \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \left(1 + 6 \times \frac{0.15}{1.2}\right) \frac{43.851}{1.2 \times 1.2} = 53.9 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2$$

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées.

6/ Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera à l'état limite ultime et de service :

6.1 A l'état limite ultime (ELU) :

La formule est donnée comme suit :

$$A_u = \frac{N_u (B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{N_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{275.694(1.2 - 0.24) \times 10^1}{8 \times 0.45 \times 347.83} = 2.11 \text{ cm}^2$$

6.2 A l'état limite de service (ELS) :

La loi est donnée comme suit :

$$A_s = \frac{N_s (B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{43.851(1.2 - 0.24) \times 10^1}{8 \times 0.45 \times 266.66} = 0.44 \text{ cm}^2$$

6.3 Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 0.23 \times \frac{240 \times 450 \times 2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.3 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de 6HA12 (6.78 cm²) : Armature longitudinale.

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de 6HA12 (6.78 cm²) : Armature de répartition

6.3.1 Détermination de la hauteur du patin :

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max(6(1.2) + 6\text{cm} ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

6.3.2 L'espacement des cadres :

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

7/ Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

Pour un sol de type S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont de 30 cm x 35 cm (RPA 99/2003).

7.1 Vérification de la résistance à la traction :

7.1.1 Vérification à l'état limite ultime :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left(\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right)$$

Avec :

N : Effort normal maximal

$\alpha = 12$: Coefficient en fonction de la zone sismique (zone IIa) et de la catégorie de site considéré (site meuble S3) donné par le (RPA 99/2003).

Donc :

$$F = \max \left(\frac{275.694}{12} ; 20 \right)$$

$$F = 22.97 \text{ KN}$$

7.1.2 Vérification à l'état limite de service :

Les longrines doivent satisfaire la condition suivante :

$$F = \left(\frac{43.851}{12} ; 20 \right)$$

$$F = 20 \text{ KN}$$

Donc :

$$F = \max (22.97; 20) = 22.97 \text{ KN}$$

$$F = 22.97 \text{ KN}$$

7.2 Calcul du ferrailage :

7.2.1 Armatures longitudinales en traction simple :

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{229.7}{347.83} = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{200}{266.66} = 0.75 \text{ cm}^2$$

7.2.2 Ferrailage minimum selon le (RPA99/Version 2003) :

Le RPA exige un ferrailage minimum $A_{st} = 0.6\%B$

$$A_{min} = 0,6\% . B . H$$

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6.3 \text{ cm}^2$$

Nous avons donc :

$$A_{st} = \max (A_{min} ; A_s)$$

$$A_{st} = \max (0.75 ; 6.3) = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc :

On opte pour un ferrailage de $A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 = 6HA12$

7.2.3 Condition de non fragilité :

$$A_{st} < 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{0.35 \times 0.3 \times 2.1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

7.2.4 Calcul des armatures transversales :

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$\varphi t \leq \min (h / 35 ; \varphi_{min} ; b / 10)$$

$$\varphi t \leq \min \left(\frac{480}{35} ; 10 ; \frac{240}{10} \right) = \min(13.71 ; 10 ; 24)$$

$$\varphi t = 10 \text{ mm}$$

On opte pour des armatures de $\varnothing 10$ soit $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

7.2.5 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\varphi t)$$

$$S_t \leq (20 ; 15)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

8/ conclusion :

Après avoir fait le dimensionnement des fondations, on a abouti à une semelle isolée ainsi qu'à des longrines pour la réalisation du ferrailage, on a opté pour un ferrailage de :

- Pour les semelles 6HA12 pour les armatures longitudinales et 6HA12 pour les armatures de répartitions.

- Pour les longrines 6HA12 pour les armatures longitudinales et 4HA10 pour les armatures transversales.

CONCLUSION GÉNÉRALE

La vie et la sécurité de tout un chacun dans notre société est étroitement lié à l'évolution du domaine de la construction néanmoins la construction métallique, qui est un domaine très vaste que l'homme essaie toujours de parfaire.

Par le biais de la présente étude relative au calcul et à la conception d'un ouvrage métallique, on a saisi cette occasion pour mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation d'ingénieur, apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements déterminant le domaine étudié et aborder concrètement toutes les étapes nécessaires dans l'élaboration d'un projet à savoir :

- le choix des matériaux et des produits sidérurgiques
- le choix des stabilités et contreventements
- le choix des assemblages
- le choix des règles et des codes de construction

En outre, ce projet nous a permis aussi de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique à savoir les Eurocodes, le CCM97, le RNVA2013 et le RPA2003, et aussi d'approfondir nos connaissances dans l'utilisation des différents logiciels de calcul et du dessin tel que ROBOT.

Notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail qui est le couronnement de cinq années d'études serve comme un support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs, qui vont nous permettre d'exploiter ces connaissances dans la vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

1. DTR B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
2. DTR C 2-4.7 : « Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013) » Centre National d'Etude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
3. EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
4. EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
5. DTR B.C 2.44 : « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
6. DTR B.C 2.48 : « Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
7. BAEL 91/99 : « Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99 » Avril 99.

Ouvrage :

Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr: **DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments (portique, contreventement et assemblages) .

Logiciels :

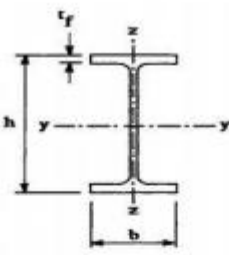
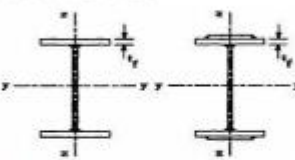
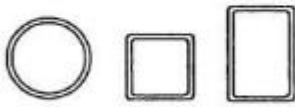
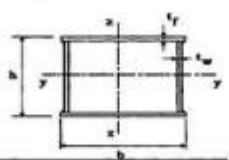
ROBOT : « Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2021 ».

ANNEXES

ANNEXE 1 : catégorie de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{\min}(m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

ANNEXE 2 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant f_{yb} *) formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE 3 : Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE 4 : Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe c

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

ANNEXE 5 : Section d'armature en mm^2

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33