



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie civil
Option : Construction Métallique*

Thème :

**ETUDE D'UN BÂTIMENT
R+4 en construction
métallique à usage
Multiples**

Présenté par :

ABDELALI Khoukha .
HANACHI Hocine .

Encadré par :

Mr. BENYAHY Karim

Devant le jury composé de :

Mr DAHMANI Lahlou
Mr ALICHE Amar

President
Examineur

Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions en premier lieu le Dieu le tout-puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences. Nous tenons aussi à remercier, notre encadreur « Mr BENYAHJI .K » de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nos remerciements vont également : « Mr DAHMANI. L » pour son aide précieux, sa disponibilité et les conseils qu'il nous a apportés

À tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation.

Aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Dédicaces

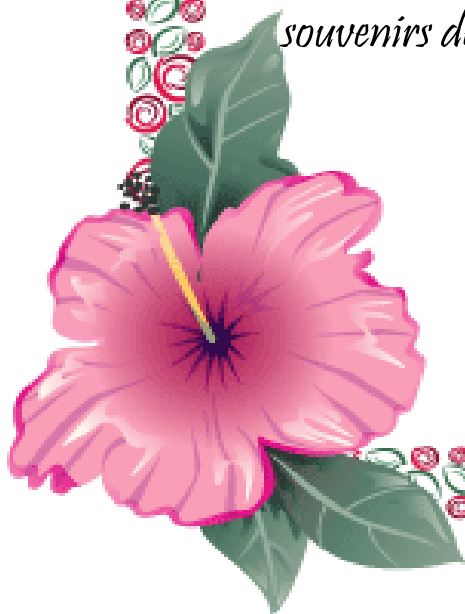
Je dédie ce modeste travail à . . .

Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir, La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; celle pour qui je dois tout et qui je ne rendrais jamais assez ... Maman que j'adore.

À mon père, en signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et aide durant toute ma période d'étude. Mes frères, pour leur soutien moral. Je vous exprime à travers ce modeste travail mes sentiments de fraternité et d'amour Sans vos aides, vos conseils et vos encouragements ce travail n'aurait pas vu le jour.

À tous les membres de ma famille et mes proches, 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. À mes chers amis en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble.

Khoulcha



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à . . .

*Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur,
celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans
son vaste paradis, à toi mon père.*

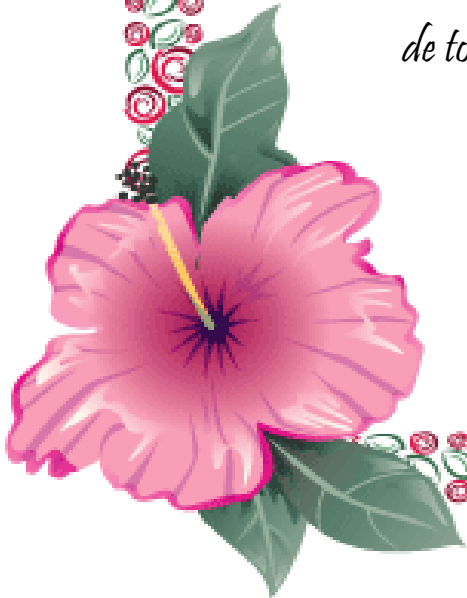
*La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon
cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.*

*Mes sœurs, pour leur soutien moral. Tous les membres de ma famille et
mes proches, 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*

*À tous les membres de ma famille et mes proches, 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.*

*À mes chers amis en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs
de tous les moments que nous avons passés ensemble.*

Lucine



Liste des abréviations

A	Section brute d'une pièce.
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_w	Section de l'âme.
A_p	Surface portante.
A_s	Aire de la Section résistante à la traction du boulon.
E	Module d'élasticité longitudinale.
F	Force en générale.
F_p	Force de calcul précontraint.
F_s	Résistance d'un boulon au glissement.
F_{trd}	Résistance d'un boulon en traction.
F_{brd}	Résistance a la pression diamétrale.
G	Charge permanent.
I	Moment d'inertie.
k_c	Coefficient de Rigidité poteaux.
k_{ij}	Coefficients de Rigidités des poutres.
k_y	Coefficient de flambement- flexion.
L	Langueur.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{Rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
M_{pl}	Moment plastique.
M_{cr}	Moment critique.
N_{sd}	Effort normal.
N_{tsd}	Effort normal de traction.
N_{csd}	Effort normal de compression.
N_{pl}	Effort normal plastique.
N_u	Effort normal ultime.
N_j	Force d'adhérence avec le béton.
Q	Charge d'exploitation
W_{pl}	Module de résistance plastique.
W_{el}	Module de résistance élastique.
b	Largeur de l'âme.
b_{eff}	Largeur efficace.
d	Entraxe.
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulon.
f	Flèche d'une poutre.
f_y	Limite d'élasticité d'un acier.
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_{ck}	Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton.
f_j	Résistance de contact de la liaison.
h	Hauteur.
i	Rayon de giration.
k	Facteur de langueur.
k_s	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

k_j	Facteur de concentration.
n	Nombre de boulon.
m	Nombre de plants de cisaillement.
r_c	Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.
t_w	Épaisseur de l'âme.
t_f	Épaisseur de la semelle.
t_{wc}	Épaisseur âme poteau.
t_{fc}	Épaisseur âme semelle.
t_p	Épaisseur platine.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
β_w	Facteur de corrélation.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent.
β_j	Coefficient relatif a la liaison.
γ_c	Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
γ_M	Coefficient de sécurité.
γ_{Mb}	Coefficient de sécurité de boulon.
γ_{Ms}	Coefficient partiel de sécurité.
$\bar{\lambda}$	Elancement.
α	Facteur d'imperfection.
μ	Coefficient de frottement.
τ_s	Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
η	Facteurs de distribution.
ψ	Rapport de contraintes.
δ	Flèche.

Béton armé

A	Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
B	Aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
C	Centre de flexion.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité.
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
K	Rigidité.
L	Portée.

M	Moment, masse.
M_0	Moment en travée isostatique.
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{app}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
n	Nombre de niveaux.
P, W	Poids.
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
s_t	Espacement entre armatures.
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
X_{cj}, Y_{cj}	Coordonnées du centre de torsion à l'étage « j » par rapport à un repère d'axe Parallèle aux directions principales du bâtiment (ox, oy).
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
f	Flèche.
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression.
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur de flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé.
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu.
η	Coefficient de fissuration.
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contraint de compression de béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton.
σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
$\bar{\sigma}_{s10}$	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
ω	Pulsation propre.
\emptyset	Diamètre des armatures ; Valeur propre.

Listes des figures

* Chapitre I

Figure I.1 : Perspective de la structure

Figure I.2 : Vue générale du projet (Tekla Structures 2020)

Figure I-3: plancher mixte

Figure I-4 : Composition d'un plancher terrasse

Figure I-5 : Position des systèmes de contreventement en 3D μ

Figure I-6 : Contreventements en X et V du Pignon

Figure I-7: Contreventements en V du Long-Pan

Figure I.8 : Diagramme effort-déformation de l'acier.

Figure I-9: diagramme contrainte –déformation du béton a L'ELU.

* Chapitre II

Figure II.1 : Les dimensions de la dalle collaborante

Figure II.2: Les dimensions de la bac d'acier Cofraplus 55 (Hi-Bond 55)

Figure II. 3 : Composition d'un plancher terrasse inaccessible

Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère

Figure II.5 : Action du vent

Figure II-6 : Légende pour la paroi verticale

Figure II. 7: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

Figure II-8 : Légende pour les toitures plates

Figure II-9 : Pression sur les zones D, E,F,G,H,I(V1)

Figure II.10: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales

Figure II.11: Légende pour les toitures plates

Figure II-12 : Pression sur mes zones D, E,F,G,H(V2)

* Chapitre III

Figure III-1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

* Chapitre IV

Figure IV-1: vue en plan de l'escalier

Figure IV -2: Vue en plan de la cage d'escalier

Figure IV -3: Disposition des cornières

Figure IV-4: charges repris par la cornière

Figure IV-5 : Distribution des charges sur un limon

Figure IV-6 :Dimensions d'escalier depuis AutoCad

Figure IV.7 :coupe verticale de l'acrotère

Figure IV.8 : Diagramme des efforts d'acrotère

Figure IV.9: Ferrailage de l'acrotère

* Chapitre V

Figure V-1 : Eléments constructifs du plancher mixte

Figure V-2 : Les dimensions de la dalle collaborante

Figure V-3 : La largeur participante de la dalle en béton (beff)

Figure V-4 :Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure V-5 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes

Figure V-6 : Goujons d'ancrage M16 x 90 mm

Figure V-7: Goujons d'ancrage acier-béton

Figure V-8 : La largeur participante de la dalle en béton (beff)

Figure V-8: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

* Chapitre VI

Figure VI.1 : Contreventements en X du Pignon

Figure VI.2 : Contreventements en V du Long-Pan

* Chapitre VII

Figure VII.1 : Spectre de réponse suivant X depuis Robot Structural 2019

Figure VII.2: Spectre de réponse suivant Y Robot Structural 2019

Figure VII.3: Les 3 premiers mode de vibration

Figure VII.4: Introduction de coefficient de pondération sur Robot

* Chapitre VIII

Figure VIII .1: Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

Figure VIII .2: Vue en 3D de la structure

Figure VIII .3: Vue en plan du plancher terrasse

Figure VIII .4: Vue en élévation de la face long pan

Figure VIII-5 : Vue en élévation de la face pignon

* Chapitre IX

Figure IX-1 : Vue 3D de l'assemblage poutre principal poteau

Figure IX-2 : Détail de l'assemblage poutre principal poteau

Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre secondaire

Figure IX-4: Vue détail de l'assemblage poteau poutre secondaire

Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage poutre principal solive

Figure IX-6: Détail de l'assemblage poutre principal solive

Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage pied de poteau

Figure IX-8 : Détail de l'assemblage pied de poteau

Figure IX-9: Vue 3D de l'assemblage épissure de la poutre et détail de l'assemblage épissure de la poutre

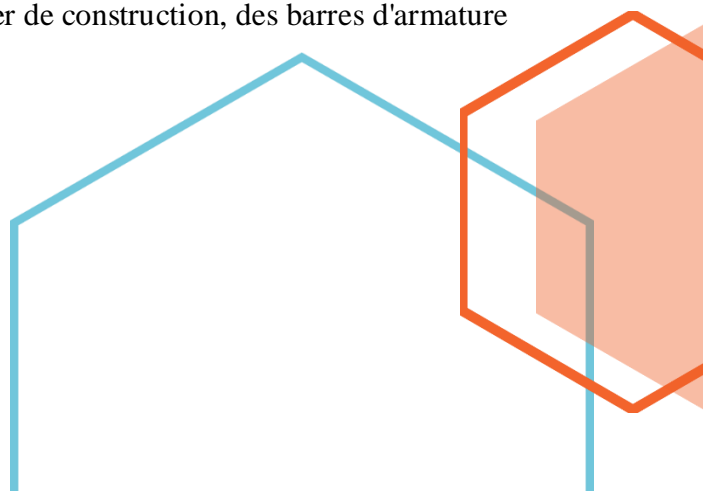
Figure IX-10 : Vue 3D de l'assemblage Poutre-poutre

Figure IX-11: Détail de l'assemblage Poutre-poutre

Figure XI.1: Diminution de la résistance de l'acier de construction, des barres d'armature et du béton à températures élevées

Figure XI.2: Diminution de la rigidité initiale de l'acier de construction, des barres d'armature et du béton à températures élevées.

Figure XI.3 : Couche de protection d'un profilé



Listes des tableaux

* Chapitre I

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

Tableau I-2 : caractéristiques mécanique des aciers de béton armé

* Chapitre II

Tableau II-1 : Caractéristiques du bac d'acier Cofraplus

Tableau II-2 : Charge permanente du plancher étage courant

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Tableau II-4 : Charge permanente de la volée d'escalier

Tableau II-5 : Charge permanente du palier d'escalier

Tableau II-6 : Charge permanente pour mur extérieur

Tableau II.7 : Tableau des chargements linéairement repartie pour chaque étage

Tableau II-8 : Charge permanente d'un mur intérieur

Tableau II.9 : Valeurs de la pression dynamique de pointe q_{dyn} (N/m²) sur les parois

Tableau II-10 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013) [03]

Tableau II-11 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

Tableau II-12: valeur de la pression statique du vent sur la toiture

Tableau II-13: valeur de la force extérieur sur le bâtiment

Tableau II-14 : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales

Tableau II-15 : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse
- Force extérieur sur le bâtiment

Tableau II-16: valeur de la force extérieur sur le bâtiment

* Chapitre III

Tableau III.1: Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

Tableau III.2 : Caractéristique du profilé IPE220

Tableau III.3 : chargement poutre principale (plancher terrasse).

Tableau III.4 : Caractéristique du profilé IPE360

Tableau III.5: chargement poutre principale (plancher étage courant).

Tableau III.6 : Caractéristique du profilé IPE330

Tableau III.7: Caractéristique du profilé IPE360

Tableau III.8 : chargement poutre principale (plancher étage courant).

Tableau III.9: chargement poutre principale (plancher étage courant).

Tableau III.10 : Caractéristique du profilé IPE220

Tableau III-11 : Récapitulatif de la descente de charges

Tableau III.12: Résultats du pré-dimensionnement

* Chapitre IV

Tableau IV-1 : Caractéristique et dimension de L45 x 45 x 4.5

Tableau VI-2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 200

Tableau VI-3 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

Tableau VI-4: Dimension et caractéristique de l'IPN260

Tableau VI-5: Dimension et caractéristique de l'IPN300

Tableau VI-6: Dimension et caractéristique de l'IPN 340

Tableau VI-7: Dimension et caractéristique de l'IPN360

✱ **Chapitre V**

Tableau V-1 : Caractéristiques du bac d'acier cofraplus55

Tableau-V-2 : Evaluation des charges

Tableau V-3 : Evaluation des charges

Tableau V- 4 : Evaluation des charges

Tableau V -5 : Evaluation des charges.

Tableau V-6 : évaluation des charges.

✱ **Chapitre VI**

Tableau VI-1 : Dimension et caractéristique de l'UPN 200

✱ **Chapitre VII**

Tableaux VII.1 : Les combinaison utilisés sur le logiciel Robot Structural 2019

Tableaux VII.2: valeurs de l'amortissement

Tableaux VII.3: Valeurs des pénalités **Pq** du RPA 99 V2003

Tableaux VII.4 : Valeurs de T1 et T2

Tableaux VII.5 : valeurs du coefficient C_T

Tableaux VII.7 : Valeurs des modes propres depuis Robot Structural 2019

Tableaux VII.8 : Vérification des valeurs des modes propres

Tableaux VII.9- Le poids propre des éléments depuis Robot Structural

Tableaux VII.10: Tableaux des charges d'exploitation

Tableaux VII.11: Le poids propre de la structure depuis Robot Structural

Tableau VII.12: La résultante des forces sismiques à la base V_t depuis Robot

Tableau VII.13: Comparaison de V_t avec 80% V

Tableau VII.14: Les déplacements des étages et inter étages selon E_x

Tableau VII.15 : Les déplacements des étages et inter étages selon E_y

Tableau VII.16 : Vérification des déplacements selon la direction (X-X)

Tableau VII.17 : Vérification des déplacements selon la direction (Y-Y)

Tableau VII.18: Vérification dans le sens X de l'effet P- Δ .

Tableau VII.19: Vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ .

✱ **Chapitre VIII**

Tableau VIII.1 : Tableau de combinaison d'action

✱ **Chapitre IX**

Tableau IX.1: Résistance des boulons.



SOMMAIRE

Introduction Général

Chapitre I : Généralité

I.1/Présentation du projet :.....	1
I.1.1/ Données géométriques du projet :	1
I-1-2/ Localisation et données concernant le site :.....	2
I-2 Règlements techniques :	2
I.4/Conception de l'ouvrage :	2
I.4.1/Introduction :	2
I.4.2/ Conception architecturale :.....	2
I.4.3/ Conception structurale.....	3
I.3/Matériaux utilisés	6
I.3.1 /Acier de construction :.....	6
I-3-2 Béton :.....	8

Chapitre II : Evaluation des actions

II.1/Introduction :.....	10
II.2/Charges permanentes :	10
II.2.1/Plancher étage courant :	11
II.2.2/Plancher terrasse "inaccessible" :.....	11
II.2.3/ Escalier :	12
II.2.4/ Murs extérieurs :	12
II.2.5/ Murs intérieurs :	12
II.2.6 /Acrotère :.....	13
II.3/Surcharges d'exploitations :.....	13
II.4/Effet de la température :.....	13
II.5/Charges climatiques :.....	13
II.5.1/Introduction :	13
II.5.2/Effet du vent	14
II.6/ Etude de la neige :.....	26
II.6.2 -Introduction :.....	26
II.6.3/ Calcul des charges de neige :	26
II.6.4/ Charge de neige sur les toitures ou autre surface :.....	26

Chapitre III : Pre Dimensionnement Des Elements

III.1/Quelques notions relatives au règlement CCM97 :.....	28
III.1.1/Objectif :	28
III.1.2/Domaine d'application :.....	28
III.1.3/Classification des sections transversales selon le CCM97	28
III.1.4/Valeurs limites des flèches :	30
III.2/Pré-dimensionnement :.....	30
III.2.1/Pré-dimensionnement des solives :.....	30
III.2.2/Pré dimensionnement des solives plancher étage courant :.....	32
III.2.3/ Pré-dimensionnement des poutres :	32
III-3 / poutre secondaire (plancher terrasse) :.....	37
III-4 / Pré dimensionnement des poteaux :.....	37
III.5.1 / Vérification du poteau :	38
III.5 / Conclusion :.....	39

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1/Etude des escaliers :	40
IV.1.1/Introduction :	40
IV.1.2/Terminologies :.....	40
IV.1.3 /Pré-dimensionnement des marches :	41
IV.1.4 Dimensionnement de limon :	46
IV.1.5/ Pré dimensionnement des limons :	47
IV.1.6 / Etude de la poutre palière des limons :.....	51 ²
IV.2/Etude de l'acrotère	60
IV.2.1/Introduction :	60
IV.2.2/Calcul à L'ELU :	60
IV.2.3/Combinaison de charge :	62
IV.2.4 /Ferrailage :.....	62
IV.2.5/ Schéma de ferrailage :	66

Chapitre V : Etudes de Plancher Mixte

V.1/Etude du plancher mixte à dalle collaborante :.....	69
V.2/ Notations et dimensions linéaires :.....	69
V.3/Etude des solives :	70
V.3.1/ Au stade de montage :.....	70
V.3.2/ Au stade finale :	72
V.4/ Calcul de la connexion Acier-béton :	77

V.4.1/ Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4 [06] :	77
V.4.2/ Calcul du Nombre de connecteurs n :	78
V.5/ Etude des poutres principales IPE360:	80
V.5.1 / Vérification au stade de montage :	80
V.5.2/ Vérification au stade final :	81

Chapitre VI : Pré dimensionnement des contreventements

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée. **Chapitre VII : Etudes sismique**

VII.1/Introduction :	95
VII.2/Critères de classification par le RPA99 version2003 :	95
VII.2.1/Classification des zones sismiques :	95
VII.2.2/Classification de l'ouvrage :	95
VII.3/Choix de la méthode de calcul :	96
VII.4/Méthode d'analyse modale spectrale :	96
VII.4.1/Principe de la méthode :	96
VII.4.2/Modélisation :	96
VII.4.3/Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :	96
VII.4.4/Spectre de réponse de calcul :	97
VII.5 /Analyse modale :	99
VII.5.1/Calcul de la force sismique totale :	100
VII.5.2/Vérification de l'effort tranchant à la base :	104
VII.6/Calcul des déplacements :	106
VII.7 / Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	107
VII.8- Vérification au renversement :	108
VII.9 / Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent :	108
VII.9.1/ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :	108
VII.9.2/ Distribution de la force du vent :	110
VII.10/Conclusion :	111

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII.1/Introduction :	112
VIII.2/Méthode de travail :	112
VIII.3/Etapes de modélisation :	113
VIII.3.1/Matériaux utilisé	113
VIII.4/Modélisation géométrique :	113
VIII.4.1/Vue en 3d :	113

VIII.4.2/Vue en plan du plancher :	114
VIII.4.3/Vue en élévation de la face long pan :	114
VIII.4.4/Vue en élévation de la face pignon :	115
VIII.5/Chargements :	115
VIII.6/Combinaison d'action :	116
VIII.7/ Les résultats de vérifications de l'ossature à l'aide du logiciel ROBOT :	116
VIII.7.1/ Vérification des poteaux :	116
VIII.7.2/ Vérification des poutres principaux:	117
VIII.7.3/ Vérifications des poutres secondaires :	121
VIII.7.4/ Vérification des solives :	125
VIII.8/ Profilé utilisé dans la structure :	129

Chapitre IX : Calcul des assemblages

IX.1/Introduction :	131
IX.2/Fonctionnement des assemblages :	131
IX.2.1/Le boulonnage :	131
IX.2.2/Le soudage :	131
IX.2.3/Fonctionnement par adhérence :	131
IX.2.4/Coefficients partiels de sécurité :	131
IX.2.5/ Coefficient de frottement :	132
IX.3/ Rôle des assemblages :	132
IX.4/ Calculs des assemblages :	132
IX.4.1/Assemblage poutre principale poteau :	132
IX.4.2/Assemblage poteau poutre secondaire :	143
IX.4.3/Assemblage poutre principale Solive :	148
IX.4.4/Assemblage Pied de poteau :	155
IX.4.5/Assemblage epissure de la poutre:	164
IX.4.6/Assemblage Poutre-poutre :	173

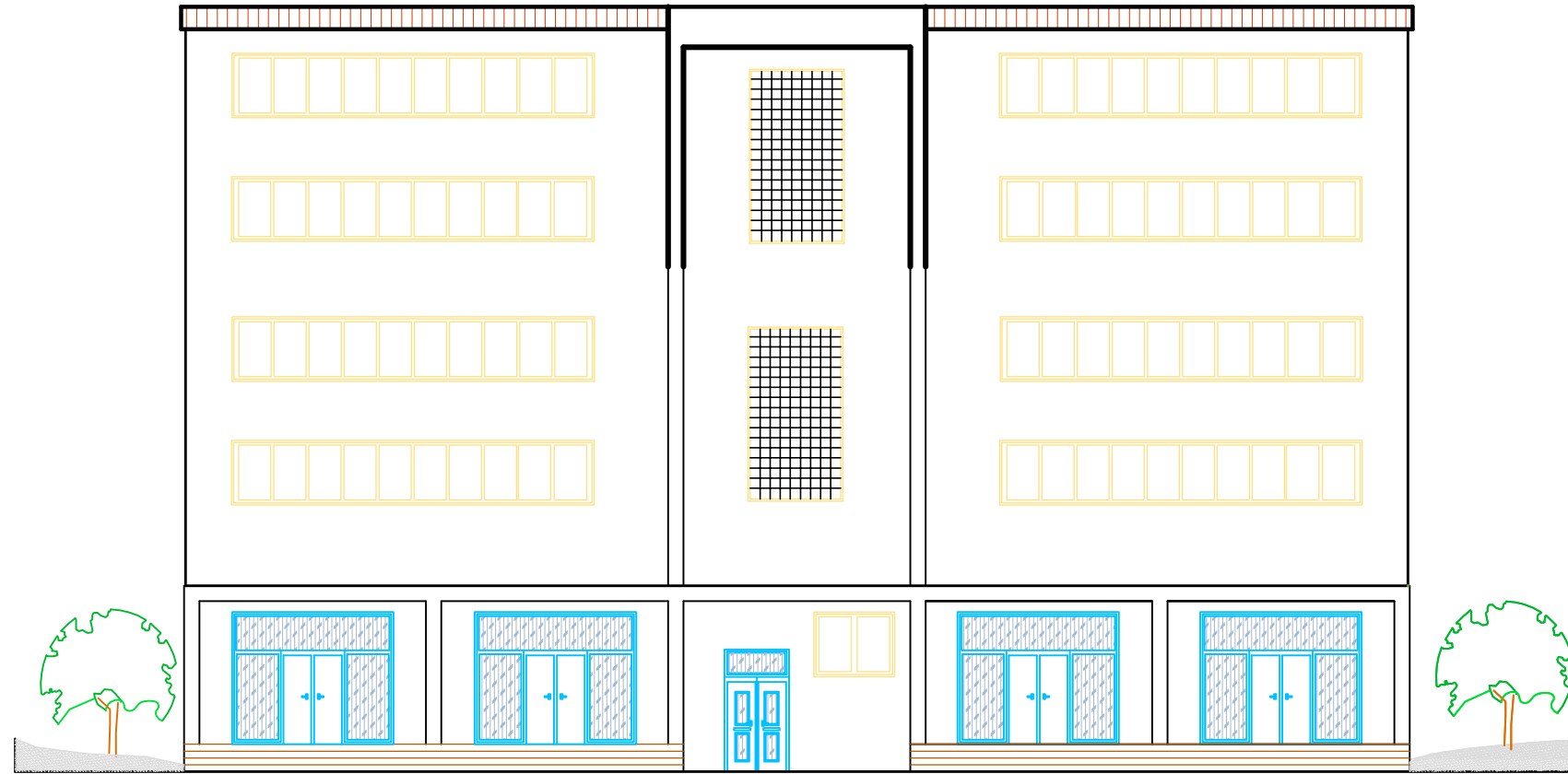
Chapitre X : Dimensionnement des fondations

X.1/Introduction :	181
X.2/Choix de type de fondation :	181
X.2.1/Documents utilisés :	181
X.2.1/caractéristique des matériaux :	181
X.2.2/Etude d'ancrage.....	182
X.2.3/Dimensionnement des fondations :	182

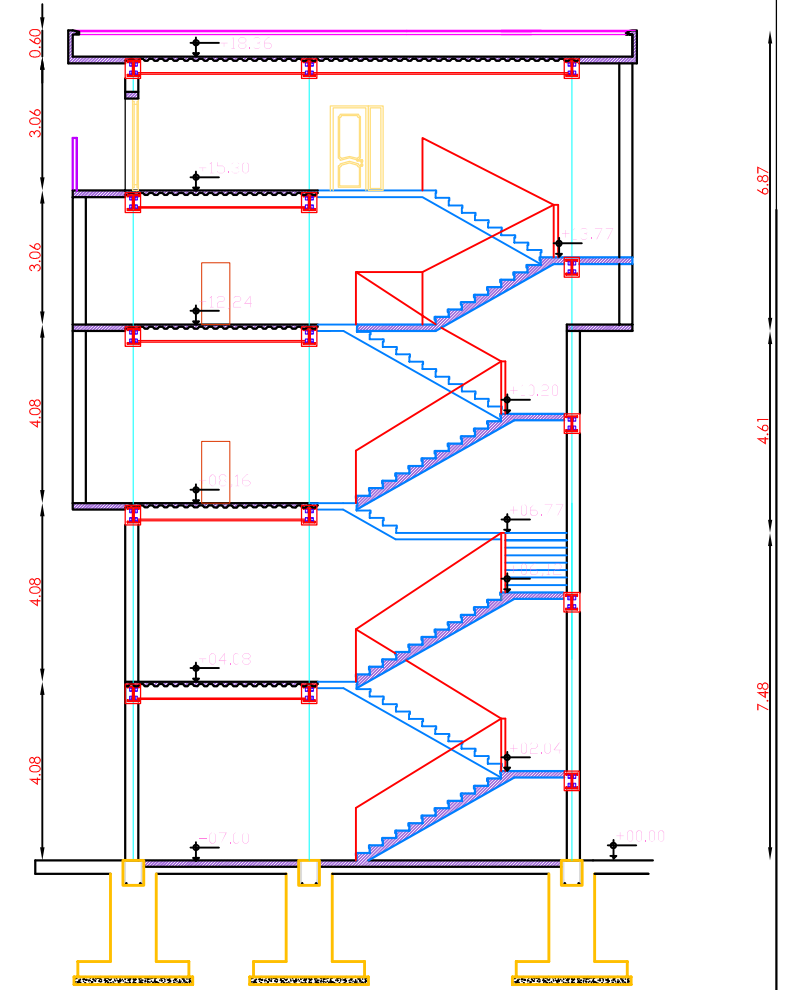
Chapitre XI :Protection de la structure

XI.1/Introduction :	188
XI.2/La corrosion :	188
XI.2.1/Protection par peinture :.....	188
XI.2.2/Mise en œuvre :	188
XI.3/Le feu :	188
XI.3.1/L'acier et l'incendie :.....	189
XI.3.2/La peinture intumescente :.....	190
XI.3.3/L'alarme anti-incendie :.....	191

Conclusion Général



FACADE PRINCIPALE



COUPE AA



FACADE LATÉRALE

L'ASSOCIÉES

INDEX	DATE	MODIFICATIONS	OBSERVATIONS
0	11/2018	EDITION ORIGINALE	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

PROJET:

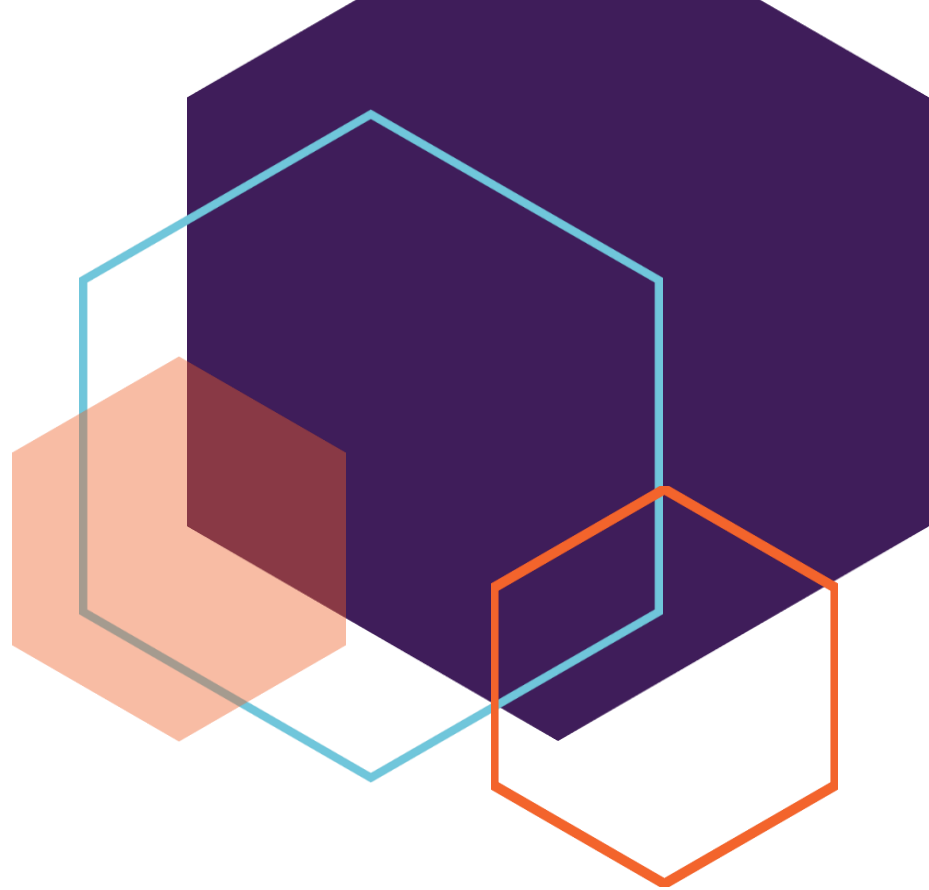
CONSTRUCTION D'UN BLOC MULTIFONCTIONNEL (R+4)

"Dossier d'Architecture" DATE: _____

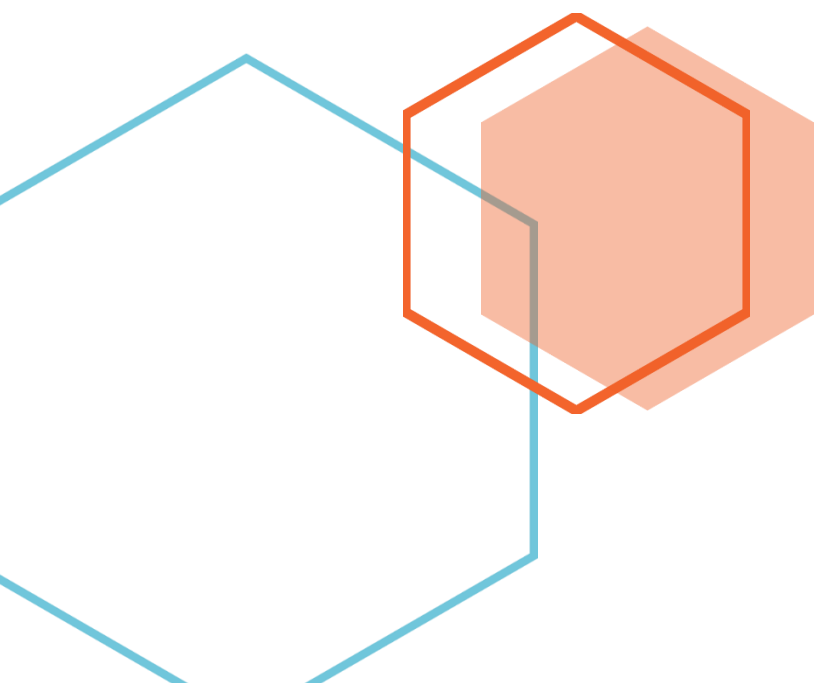
CONTENU: Bloc multifonctionnel N°: 07/07 Echelle: 1/50

FACADE PRINCIPALE
FACADE LATÉRALE
COUPE AA

VISA



Introduction Général



Introduction Général

Vers le milieu du siècle dernier, le fer s'est révélé un matériau de construction de tout premier ordre. Il s'est imposé à un tel point, par ses qualités de résistance, qu'il a remplacé le bois dans de nombreuses applications à la charpente. Il offrait l'avantage de permettre l'édification d'ossatures, dont les sections exigües absorbaient beaucoup moins de place que les matériaux employés jusqu'alors, donnaient à l'ensemble de la charpente un aspect de légèreté, tout en permettant de donner aux pièces porteuses des portées inusitées.

La présente étude est relative au dimensionnement d'une construction métallique en (R+4) à usage Multiple, doté d'un RDC et de quatre étage en plancher mixte.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires (RPA2003, RNVA2013, Eurocode).

Notre travail est divisé en plusieurs parties :

Tout d'abord, on a fait une présentation de la géométrie de la structure étudiée et aussi des caractéristiques mécaniques des matériaux constituant cet ouvrage.

Puis en second lieu, on a effectué une étude climatique selon RNVA 2013, ou on a tiré la pression statique due au vent dans les deux sens (pignon et long pan) et aussi la charge de la neige sur la toiture.

Ensuite, on a traité le pré dimensionnement des différents éléments secondaires constituant notre ouvrage, et cela à travers une évaluation des charges qui sont appliquées aux différents éléments, ainsi que l'application des différentes vérifications (résistance, déversement, flambement, flèche) pour le choix du profilé convenant aux éléments étudiés.

Puis, on est passé à l'étude du plancher mixte, particulièrement au dimensionnement des solives (poutre secondaires), des poutres maitresses et des connecteurs, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, traverses, contreventement).

On a aussi fait notre modélisation à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT), tout en appliquant un chargement sismique afin de tirer la distribution de la charge sismique pour chaque niveau dans le but de la comparer à la charge équivalente due au vent pour chaque sens de chargement.

Et en dernier lieu, on a effectué une vérification complète sur l'ossature principale, sur les assemblages et aussi les semelles tout en tenant compte de tous les paramètres et combinaisons de charges à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT).

Chapitre I : Généralités

I.1/Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment de R+4 en construction métallique à usage multiple. Ce projet est implanté à **Ain Naâdja** (Alger) classé selon le **RPA 99 version 2013** en zone de forte sismicité (**zone III**), **groupe d'usage 2**.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

La stabilité de la structure est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

- ✓ Contreventement verticale : a pour but, de transférer les forces horizontales aux fondations, assurées par portique et palée en **X** (croix de Saint-André) ou en **V**.
- ✓ Contreventement horizontal a pour but, de rigidifier les surfaces horizontal (plancher) qui doivent transmettre les forces dues au vent, et au séisme agissant sur la façade au point fixe verticaux. Ce type de contreventement est assuré par les planchers collaborant.

I.1.1/ Données géométriques du projet :

Suivant les plans architecturales, les dimensions de bloc sont :

- Longueur totale : 30.30 m.
- Largeur totale : 12.80 m.
- Hauteur totale sans acrotère : 18.36 m.
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- Hauteur du RDC : 4.08 m.
- Hauteur acrotère : 0.60 m
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 18.96 m.

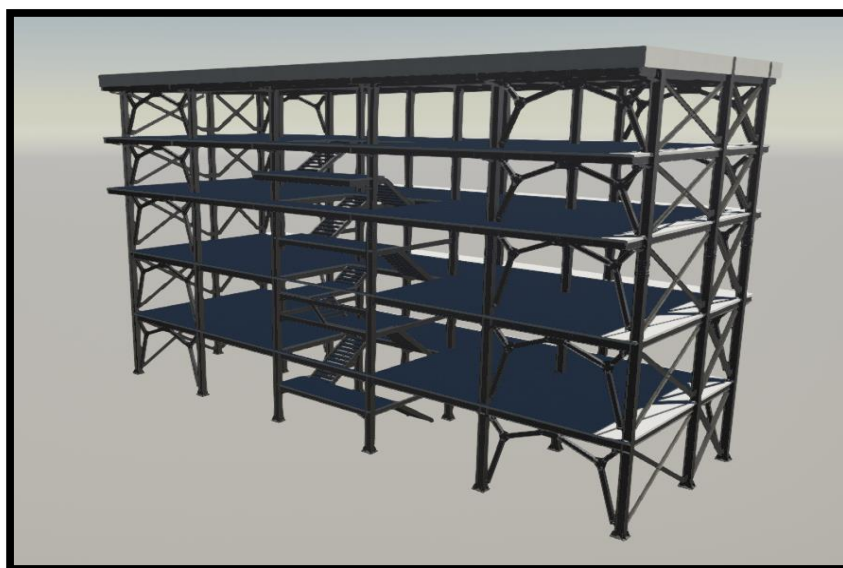


Figure I.1 : Perspective de la structure

I-1-2/ Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est un bâtiment, implantée à plateau wilaya d'Alger dont :

- ✓ La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol}=2,2$ bars (rapport du sol du laboratoire LHCO)
- ✓ Altitude =**60 m**
- ✓ Le site est classé dans la zone **III**

I-2 Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

CCM 97: Règle de calcul des constructions en acier

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003

RNV99(version 2003) : Règles définissant les effets de la neige et du vent

BAEL : Béton armé aux états limites D

DTR BC2.2 : Charges et surcharges

▪ Ossature et stabilité de la structure :

❖ Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- ✓ Boulon à haute résistance : Le boulonnage est l'un des moyens d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas on a utilisé des boulons de haute résistance (HR) de classe 10.9 et 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées

I.4/Conception de l'ouvrage :

I.4.1/Introduction :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet

I.4.2/ Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 4 étages

RDC sera destiné pour un **Entrepôt**

Etage1 sera aménagé pour des **Ateliers**

Etage2 sera aménagé pour une **Salle d'exposition et un Restaurant**

Etage3 sera aménagé pour des **Bureaux et une Salle de Réunion**

Etage 4 sera destiné pour un **Logement** :

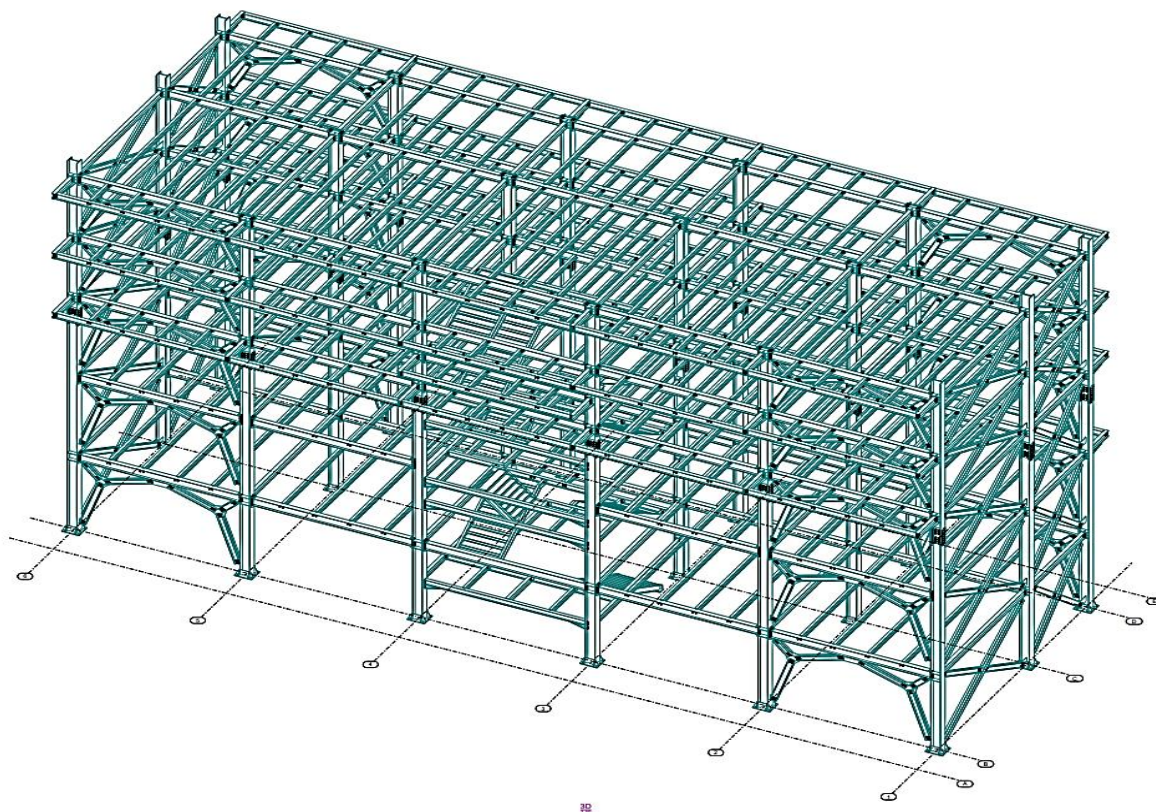


Figure I.2 : Vue générale du projet (Tekla Structures 2020)

I.4.3/ Conception structurale :

I.4.3.1 Structure horizontale :

Elle désigne les plancher courants et terrasses

A) **Plancher courant** : La structure comporte deux types de plancher, et qui sont :

- R.D.C (rez-de-chaussée) en dalle pleine
- Étage courant ; planchers collaborant constitués de :
 - Une dalle en béton armé.
 - Armatures.
 - Une tôle nervurée
 - Des solives.
 - Des goujons connecteurs.

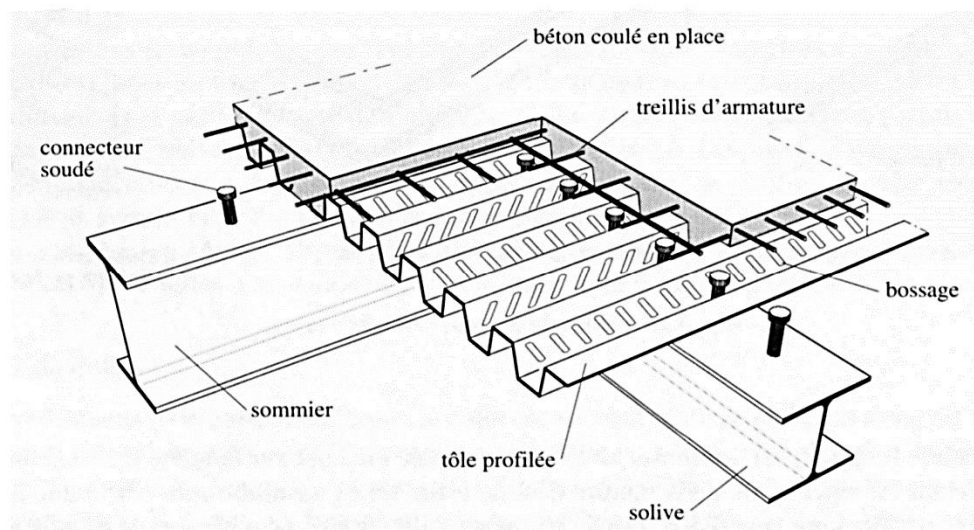


Figure I-3: plancher mixte

B) Plancher terrasse :

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires :

- Étanchéité
- Gravillon
- Isolant

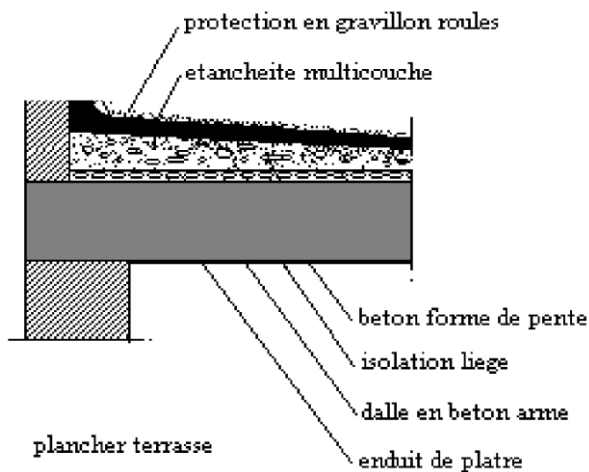


Figure I-4 : Composition d'un plancher terrasse

I.4.3.2 Structure horizontale :

I.4.3.2.1 Systèmes de stabilités :

La structure est une ossature poutres-poteaux auto-stables en charpente métallique. La superstructure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs. La stabilité de l'ensemble est assurée de la manière suivante :

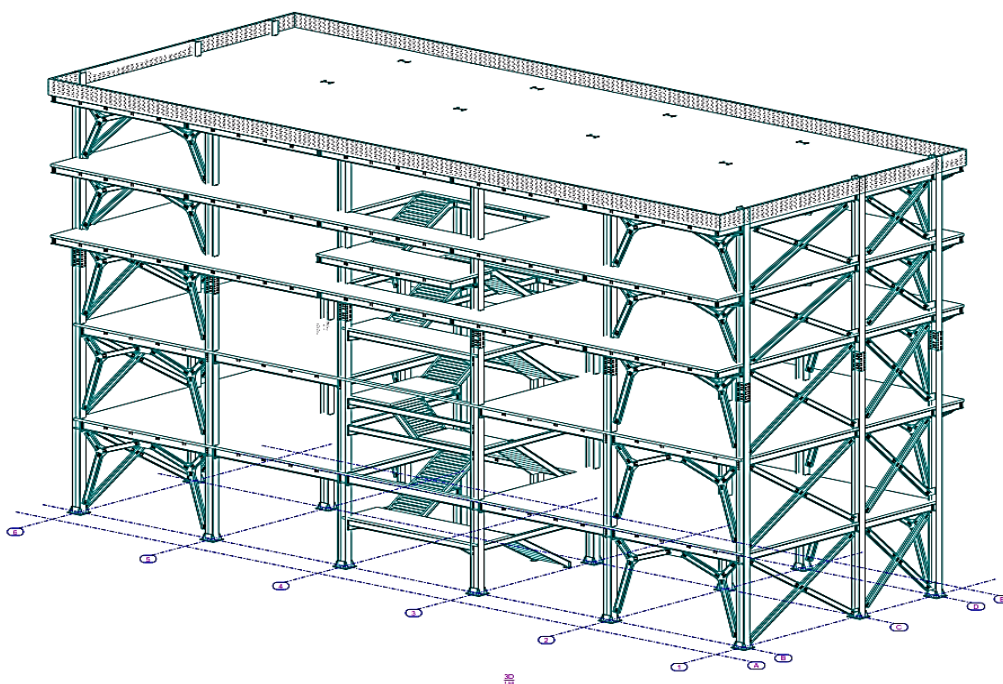


Figure I-5 : Position des systèmes de contreventement en 3D

- Dans la direction transversale : la stabilité est assurée par des contreventements en X, Ou contreventement en X utilise deux éléments diagonaux se croisant. Ceux-ci doivent seulement être résistants à la tension, un contreventement agissant à la fois pour résister aux forces latérales, selon la direction du chargement et des contreventements en W (Ossatures avec triangulation à barres centrées) , Ou l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux poutres.

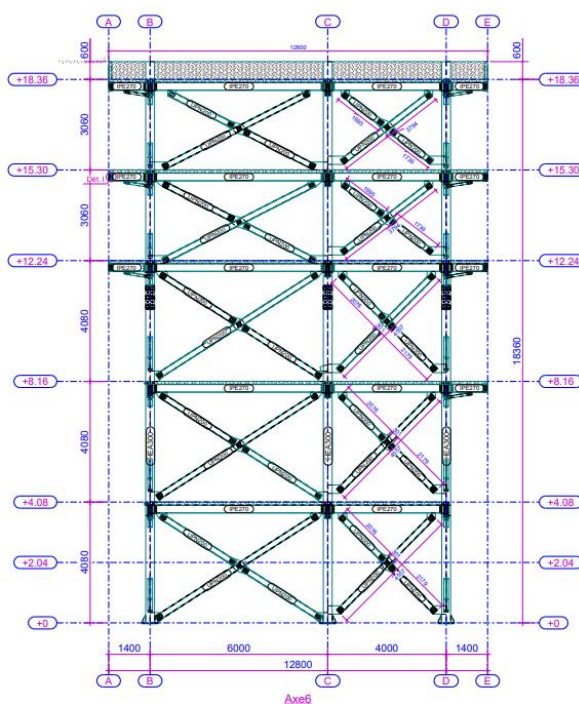


Figure I-6 : Contreventements en X et V du Pignon

- Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements en W avec portiques mixte sur 7 travées avec poteaux encastrés en pied.

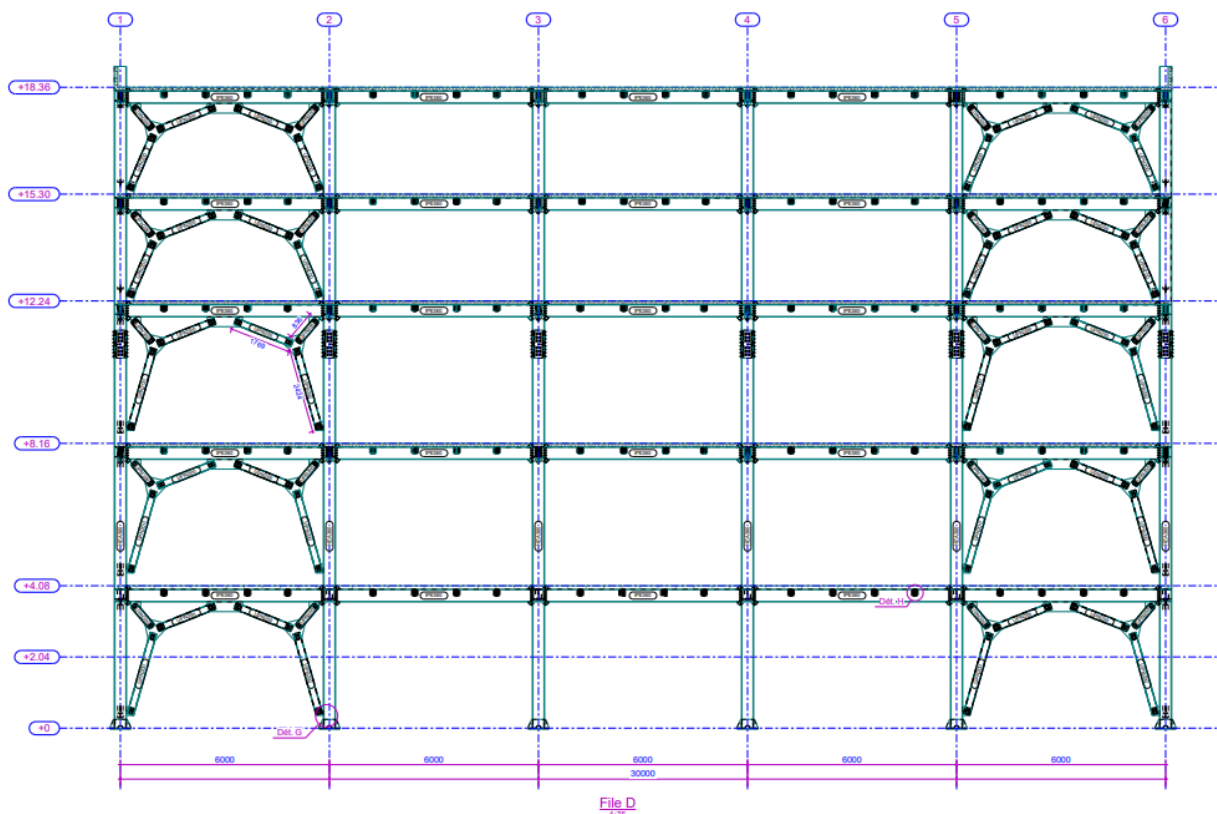


Figure I-7: Contreventements en V du Long-Pan

❖ Escaliers

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

❖ La maçonnerie :

Les murs intérieurs « cloisons » sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, les cloisons d'extérieurs sera en double parois de briques creuses « 15cm à l'extérieurs et 10cm de l'intérieurs ».

- L'enduit pour les murs est un enduit en ciment de 3 cm à l'extérieur et de 1 cm de plâtre à l'intérieur et de 3cm de plâtre pour le faux plafond.

I.3/Matériaux utilisés

I.3.1 /Acier de construction :

●Définition :

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matière première naturelle tirée du sous-sol (mine de fer et de charbon).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel,

le chrome le tungstène, le vanadium ...etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristique mécaniques des aciers(résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité et corrosion...).

● **Essais de contrôle des aciers :**

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

- **Les essais destructifs :** qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers
- **Les essais non destructifs (essais métallographiques) :** qui renseigne sur la composition et la structures des aciers.

● **Les propriétés de l'acier doux :**

a) **. La résistance :**

Les nuances d'acier courant et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode 3 Et CCM97. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S275
 Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

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

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

b) **. Ductilité :**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- ✓ L'Allongement a la rupture ϵ_u sur une longueur de $5.65\sqrt{A}$ doit être supérieur a 15 %.
 Avec : A est la section transversale initiale.
- ✓ L'allongement a rupture ϵ_u (correspondant a f_u) doit être supérieur a 20 fois l'allongement ϵ_u (correspondant a f_y)

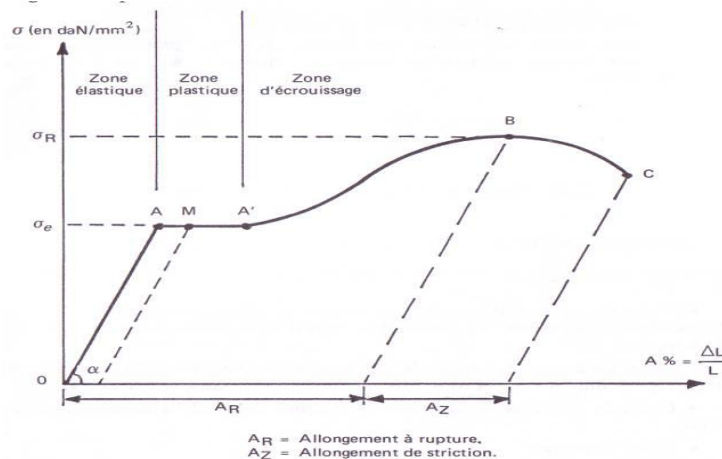


Figure I.8 : Diagramme effort-déformation de l'acier.

➤ **Propriétés mécanique :**

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✓ La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- ✓ Masse volumique : 7850 kg/m^3
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

I-3-2 Béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats et d'eau. Tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange « béton ». On utilise ce matériau pour sa bonne tenue en compression. Ces caractéristiques sont :

- ✓ le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- ✓ béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

I-3-2-1 Résistance de béton :

❖ **Caractéristiques du béton :**

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

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c\,28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t\,28} = 0,6 + 0,06 f_{c\,28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- ✓ D'après l'article A.2.1,21 du BAEL 99 [xx], lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164,20 \text{ MPa}$$

I-3-2-2 Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL : Art A.4.3, 41})$$

❖ **Etat limite de service :**

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

❖ **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement selon le (BAEL 91 : Art A.5.1,211) prend les valeurs suivantes :

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

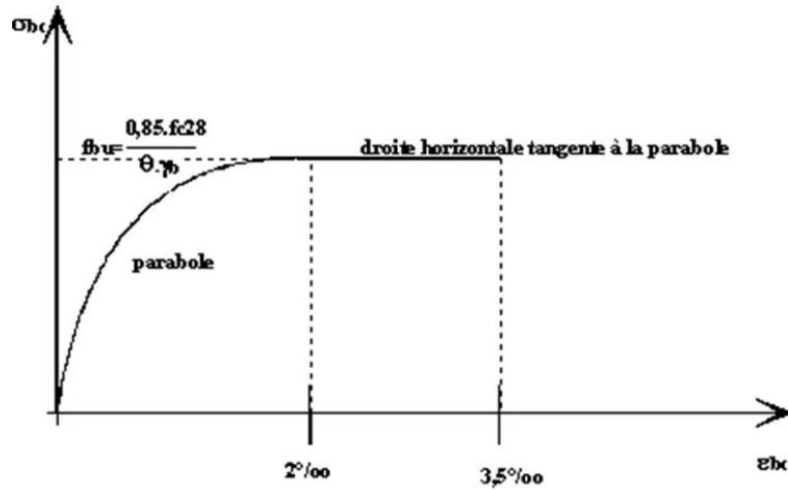


Figure I-9: diagramme contrainte –déformation du béton a L’ELU.

❖ **Coefficient de Poisson:**

Selon le (BAEL 91 ,Art .2.1,3), les valeurs sont les suivantes:

- ✓ $\nu = 0$ à l’ELU
- ✓ $\nu = 0.2$ à l’ELS

❖ **Caractéristiques mécaniques :**

Nuance		F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe 500	500

Tableau I-2 : caractéristiques mécanique des aciers de béton armé

❖ **Contraintes limites :**

• **Etat limite ultime :**

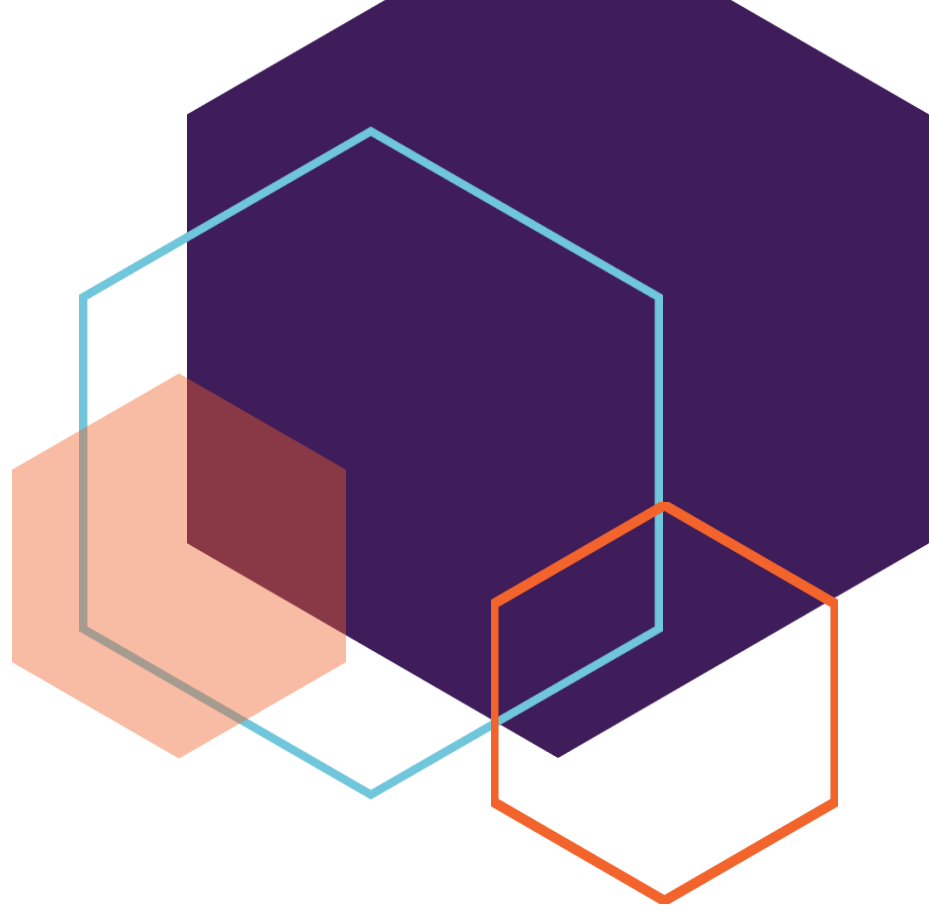
La contrainte admissible à l’ELU a pour valeur :

- ✓ En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400$ Mpa
- ✓ En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348$ Mpa

• **Etat limite de service :**

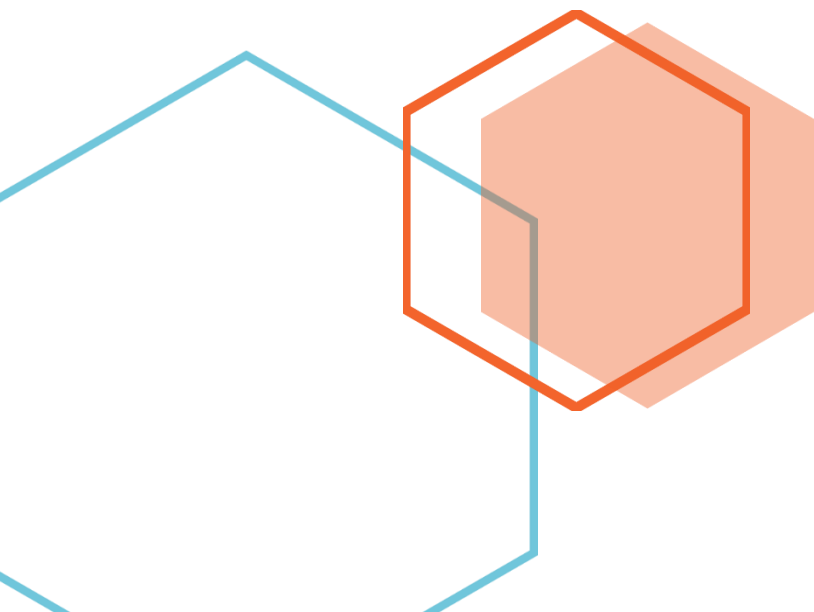
On ne limite pas la contrainte de l’acier sauf en état limite d’ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f^e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f^e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.



Chapitre II :

Evaluation des Actions



Chapitre II : Evaluation des actions

II.1/Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique. Ces derniers 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) .

II.2/Charges permanentes :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

Les caractéristiques de la tôle Cofraplus 55 (Hi-Bond 55) sont définies comme suite :

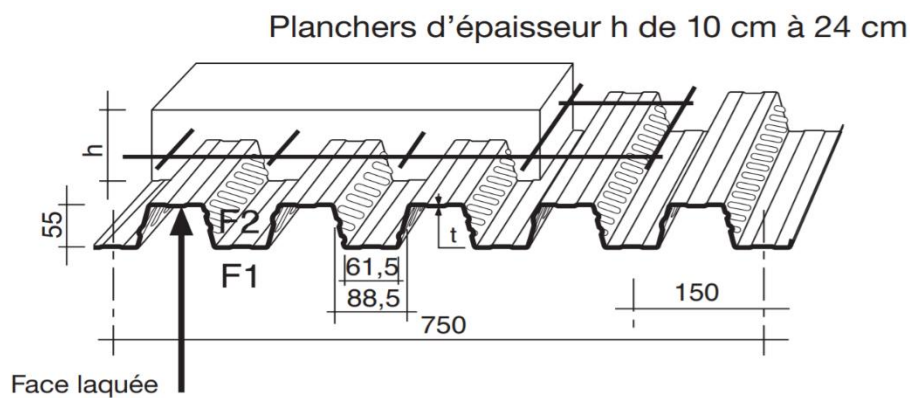


Figure II.1 : Les dimensions de la dalle collaborante

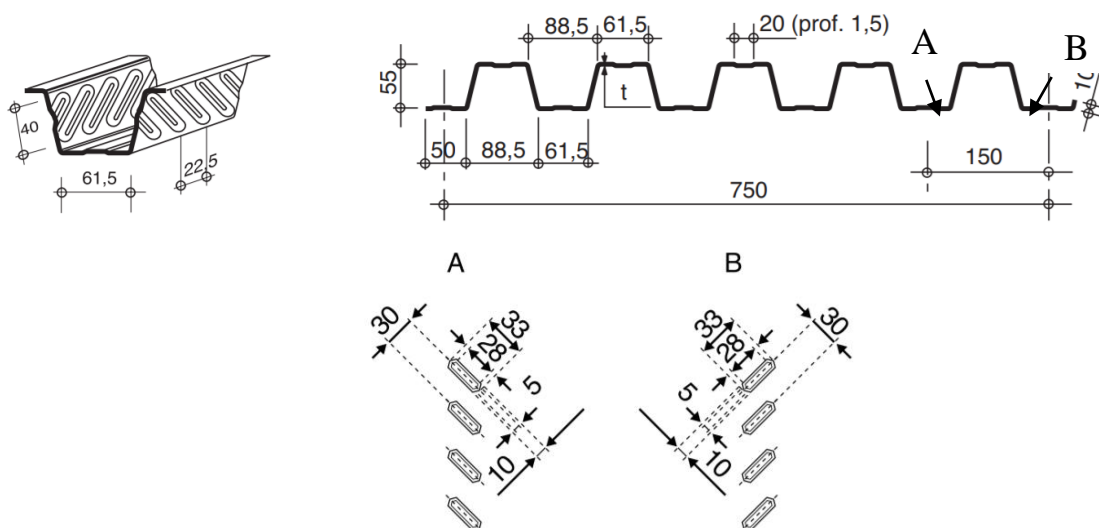


Figure II.2: Les dimensions de la bac d'acier Cofraplus 55 (Hi-Bond 55)

Tableau II-1 : Caractéristiques du bac d’acier cofraplus

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN /m ²)
5	55	150	750	1	12.83

II.2.1/Plancher étage courant :

Tableau II-2 : Charge permanente du plancher étage courant

Type	Charges permanents (daN /m ²)
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02 x 20 x 100=40 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02 x 20 x 100=40 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04 x 400=16 daN /m ²
Poids de la dalle ep (12cm)	0,12 x 2500=300 daN /m ²
Cofraplus 55	13 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²

G = 509 daN /m

II.2.2/Plancher terrasse “inaccessible” :

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Type	Charges permanents
Le béton en forme de pente ;gravillon roulé ; étanchéité	130 daN/m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02 x 20 x 100=40 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04 x 400=16 daN /m ²
Poids de la dalle ep (12cm)	0,12 x 2500=300 daN /m ²
Cofraplus 55	13 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²

G = 656 daN /m²

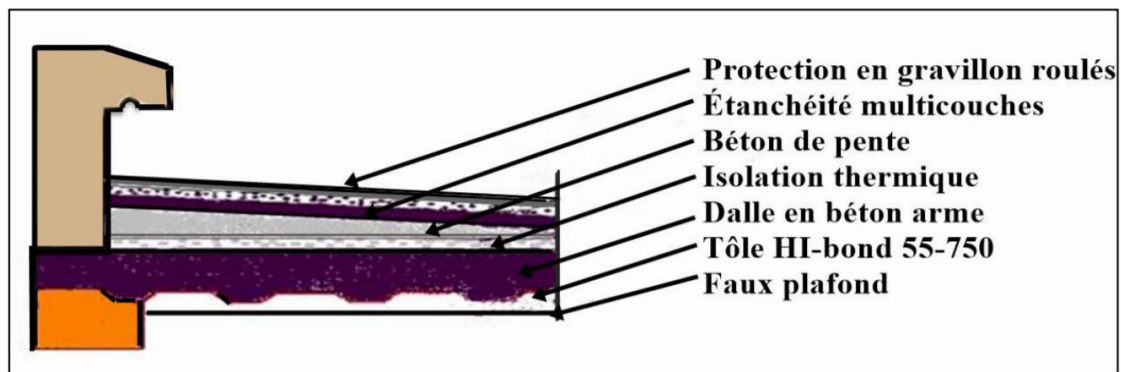


Figure II. 3 : Composition d’un plancher terrasse inaccessible

II.2.3/ Escalier :

II.2.3.1/Volée :

Tableau II-4 : Charge permanente de la volée d'escalier

Type	Charges permanents
Tôle striée ép 5mm	45 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02x20x100=40 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02x20x100=40 daN /m ²

G=125 daN /m²

II.2.3.2/Palier :

Tableau II-5 : Charge permanente du palier d'escalier

Type	Charges permanents
Cofraplus 55	13 daN /m ²
Poids de la dalle ep (8cm)	0,08x2500=200 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02x20x100=40 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02x20x100=40 daN /m ²
	G=293 daN /m²

II.2.4/ Murs extérieurs : (double parois)

Les murs extérieurs sont réalisés en double brique creuse de 10cm d'épaisseur chacune d'elle.

Tableau II-6 : Charge permanente pour mur extérieur

Type	Charges permanents
Brique ep=10cm	2x0,1x900=180 daN /m ²
Revêtement extérieur	18 daN /m ²
Revêtement intérieur	10 daN /m ²
	G= 208 daN /m²

Tableau II.7 : Tableau des chargements linéairement repartie pour chaque étage

Etage	Charges permanents
ETAGE 4	3.06 x 208 = 636.48 daN/ml
ETAGE 3	3.06 x 208 = 636.48 daN/ml
ETAGE 2	4.08 x 208 = 848.64 daN/ml
ETAGE 1	4.08 x 208 = 848.64 daN/ml
RDC	4.08 x 208 = 848.64 daN/ml

II.2.5/ Murs intérieurs :

Tableau II-8 : Charge permanente d'un mur intérieur

Type	Charges permanents
Enduit plâtre (2cm)	20 daN /m ²
Brique ép=10cm	0,1x900=90 daN /m ²
Enduit plâtre (2cm)	20 daN /m ²
	G= 130 daN /m²

II.2.6 /Acrotère :

La surface de l'acrotère est : $S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 2500) = 172,5 \text{ Kg/ml}$$

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

$$G = 172,5 + 2,76 = 175,26 \text{ Kg/ml}$$

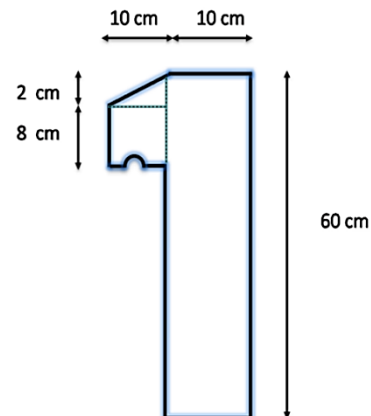


Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère

II.3/Surcharges d'exploitations :

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent 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 ».

Plancher terrasse inaccessible	-----	100 dan/m ²
Plancher étage courant (Ateliers 1 ^{er} étage)	-----	400 dan/m ²
Plancher étage courant (Bureaux et une salle de réunion 2 ^{ème} étage)	-----	250 dan/m ²
Plancher étage courant (Salle d'exposition et un restaurant 3 ^{ème} étage)	-----	250 dan/m ²
Plancher étage courant (Logement 4 ^{ème} étage)	-----	150 dan/m ²
Escalier	-----	250 dan/m ²

II.4/Effet de la température :

La longueur du projet est inférieure à 50m, c'est pour cette raison qu'il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

II.5/Charges climatiques :**II.5.1/Introduction :**

Au cours de ce chapitre, nous tâcherons de déterminer les actions dues au vent qui s'exerce sur les différentes parois de notre structure. Dans ce but nous nous référons au règlement neige et vent « RNV /Version 2013 » (D.T.R C2-47)

II.5.2/Effet du vent**II.5.2.1/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. [02]**. 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 leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

II.5.2.2/Base de calcul :

II.5.2.2.1/Calcul de l'action du vent :

Le calcul de l'action du vent doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure.

Le règlement distingue pour les différentes structures deux catégories de construction :

- **Catégories I :** Regroupe les bâtiments à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé ...etc.
- **Catégories II :** Regroupe les constructions ajourées telle que les constructions verticales en treillis.

II.5.2.2.1.1/Cheminement de calcul :

Tout projet est intégré à un environnement pouvant être décomposé en trois sous environnements influant chacun sur l'évolution des actions éoliennes :

- L'environnement lointain : Représente la région géographique où se situe le projet.
- L'environnement proche : Représente le site d'implantation du projet.
- L'environnement très proche : C'est la construction elle-même.

Le règlement prend en compte l'influence de la région du projet par la désignation des pressions de référence propres à chaque région du pays.

Quant aux influences du site et de la construction, elles sont considérées par le règlement de la manière suivante :

A/Influence du site :

Elle est prise en compte à l'aide d'un coefficient appelé : **coefficient d'exposition (Ce(z))** ; ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité (Cr(z)) et de la topographie du site par le coefficient de topographie (Ct(z)).

Le règlement distingue entre les constructions sensibles aux excitations dynamiques (**C.S.E.D**) et celles peu sensible aux excitations dynamiques (**C.P.S.E.D**) par l'introduction du coefficient dynamique (**Cd**) :

- si $Cd < 1.2 \Rightarrow C.P.S.E.D.$

$$\Rightarrow Ce(z) = Cr^2(z) \times Ct^2(z) \times \left(1 + \frac{7K_T}{Cr(z) \times Ct(z)}\right).$$

- si $Cd \geq 1.2 \Rightarrow C.S.E.D.$

$$\Rightarrow Ce(z) = Cr^2(z) \times Ct^2(z) \times (1 + 7Iv(z)).$$

- **Ca** : est obtenu par interpolation linéaire des courbes données par l'abaque de la figure 3.1 du règlement.

- **Cr** : est défini suivant la hauteur considérée (z) en mètre par la loi suivante :

- $C_r(Z) = K_T \times \left(\ln \frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow$ Pour $Z_{min} \leq Z \leq 200$ m

- $C_r(Z) = K_T \times \left(\ln \frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \rightarrow$ Pour $Z \leq Z_{min}.$

☞ Avec :

- K_T : facteur de qualité.
- Z_0 : paramètre de rugosité (en mètre)
- Z_{min} : hauteur minimale (en mètre)

} Ces facteurs sont obtenus suivant la catégorie du terrain

- $C_t(z)$: est obtenu suivant la nature du site.

B/influence de la structure :

La forme géométrique de la structure, la position de l'élément structural ainsi que sa composition influent considérablement sur les actions du vent.

II.5.2.2.2/Calcul de la pression du vent :

Etant donné que notre bâtiment sera classé dans la catégorie I, le calcul sera donc fondé sur la détermination des pressions dues au vent sur les différentes parois considérées comme étant rigides. La formule donnant la valeur de la pression est comme suit :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times C_{pnet}$$

- q_j : Pression due au vent s'exerçant sur la paroi "j".
- q_{dyn} : Pression dynamique du vent sachant que : $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e$.
- C_{pnet} : Coefficient de pression net sachant que : $C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$.
 C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
 C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_{pe} et C_{pi} sont données par les tableaux 5-1 et 5-2.

II.5.2.2.2.1/Calcul des forces dues au vent :

☞ Application

Nous calculerons les forces dues au vent dans les deux directions principales de notre structure, longitudinale (x-x) et transversale (y-y). Nous aurons deux composantes pour chaque force l'une verticale et l'autre horizontale.

Ces forces sont considérées aux centres de gravités des différents panneaux considérés pour chaque paroi calculée, et seront obtenues après avoir multiplié les pressions par les coefficients qui leur conviennent.

II.5.2.2.2.2/Vent dans le sens longitudinal :

a/Calcul des pressions dynamiques :

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

- $h = 18.96\text{m}$
- $b = 12.8\text{ m}$
- $d = 30.3\text{ m}$

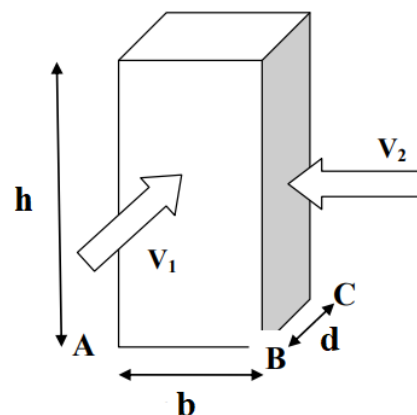


Figure II.5 : Action du vent

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.

☞ **Données relatif au site :**

- ✓ Catégorie du terrain IV
 - ✓ Site plat : $C_t(z) = 1$. (Tableau 2.5. RNV2013) [03]
 - ✓ Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV2013) [03]
 - ✓ $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$: Pression dynamique de référence (Tableau 2.2. RNV2013) [03]
 - ✓ $k_T = 0,234$ (facteur de terrain)
 - ✓ $Z_0 = 1 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
 - ✓ $Z_{min} = 10 \text{ m}$ (hauteur minimale)
- } (Tableau 2.4. RNV2013) [03]
- ✓ $\xi = 0,61$ coefficient utilisé pour le calcul de C_d

*Des courbes de l'abaque de la figure 3.1 nous déduisons C_d :

$$C_d = 0,970$$

$$C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z) \times \left(1 + \frac{7K_T}{C_r(z) \times C_t(z)}\right).$$

Les résultats des pressions dynamiques obtenus pour les différents panneaux choisis sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau –II.9 : Valeurs de la pression dynamique de pointe $q \text{ dyn}$ (N/m²) sur les parois verticales

NIVEAU	Z(M)	Cr(Z)	Ce(Z)	q dyn(N/M2)
RDC	4.08	0.538	1.168	438
1	8.16	0.538	1.168	438
2	12.24	0.586	1.302	488.25
3	15.3	0.638	1.449	543.37
4	18.36	0.680	1.572	589.50
Terrasse	18.96	0.688	1.596	598.50

b/Calcul des pressions :

1-Les parois verticales Sens V1 :

Le coefficient de pression extérieure s'obtient suivant les formules ci-dessous :

- $C_{pe} = C_{pe1}$ si : $S \leq 1 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log(S)$ si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe10}$ si : $S \geq 10 \text{ m}^2$.

S (m²) : surface du panneau considéré.

Le règlement préconise de diviser les parois verticales comme indiqué dans la figure 5-1 puis de déduire les valeurs de C_{pe1} et C_{pe10} suivant le tableau 5-1.

$$e = \min(2h ; b)$$

Tableau II-10 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013) [03]

		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	

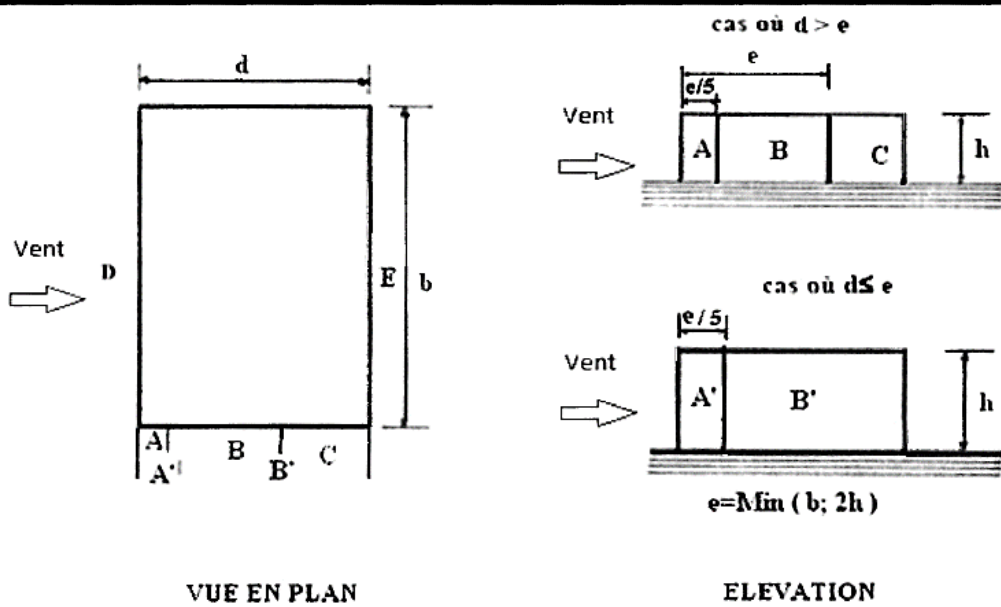
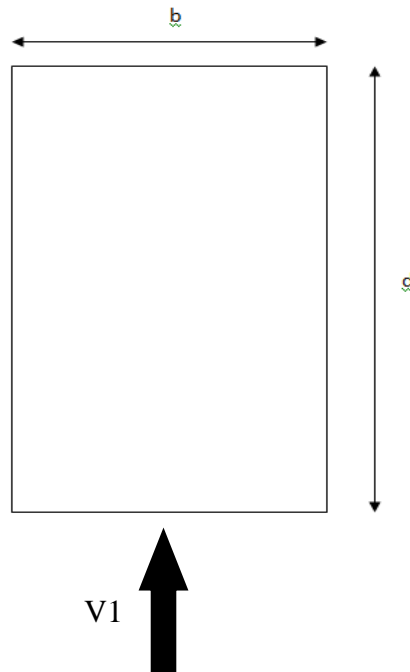


Figure II-6 : Légende pour la paroi verticale



⇒ $m < 1.2$ ⇒ **C.P.S.E.D.**

☞ Donc :

-pour tous les panneaux de parois verticale $S > 10m^2$

⇒ $C_{pe} = C_{pe10}$

✓ $b = 12.8$ m (dimension du coté perpendiculaire au vent)

✓ $d = 30,3$ m (dimension du coté parallèle au vent)

✓ $h = 18.96$ m (hauteur du bâtiment)

✓ $e = \text{Min}[b ; 2h] = \text{Min}[12.8 ; 2 \times 18.96] = 12.8$ m $d = 30,3\text{m} > e = 12.8\text{m}$ d'où :

- $A = e/5 = 12.8/5 = 2.56$ m
- $B = e - (e/5) = 10.24$ m
- $C = d - e = 30.03 - 12.8 = 17.5$ m

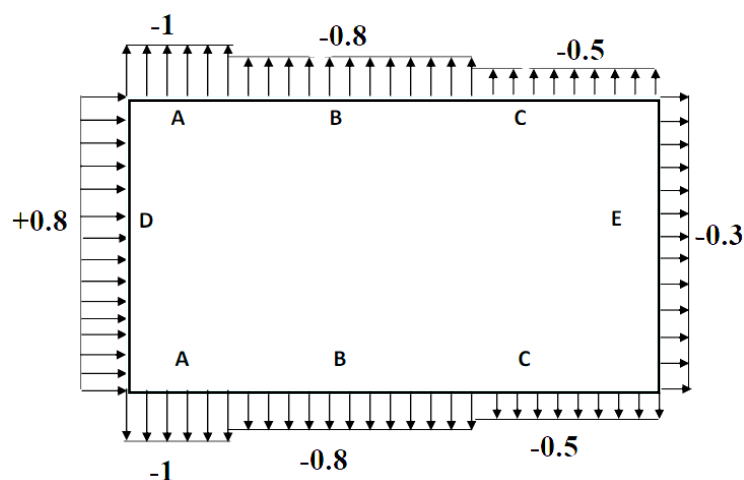


Figure II. 7: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

-Pour le calcul du coefficient de pression intérieure, l'article 2.2.2 du RNV ; Version 2013 énonce :

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs utilisées pour le C_{pi} sont : 0.8 et - 0.5.

-Les valeurs des pressions exercées par le vent sur les panneaux de parois verticales sont résumées dans le tableau suivant :

q_{dyn} : N/m²

q_j : N/m-

Tableau II-11 :valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

	A		B		C		D		E	
C_{pe}	-1		-0.8		-0.5		+0.8		-0.3	
C_{pi}	-0.5	+0.8	-0.5	+0.8	-0.5	+0.8	-0.5	+0.8	-0.5	+0.8
C_{pnet}	-0.5	-1.8	-0.3	-1.6	0	-1.3	+1.3	0	+0.2	-1.1
q_{dyn} $Z < 10m$	438		438		438		438		438	
q_j $Z < 10m$	-219	-788.4	-131.4	-700.8	0	-569.4	569.4	0	87.6	-481.8
q_{dyn} $Z < 12.24m$	488.25		488.25		488.25		488.25		488.25	
q_i $Z < 12.24m$	-244.12	-878.85	-146.47	-781.2	0	-634.72	634.72	0	97.65	-537.07
q_{dyn} $Z < 15.3m$	543.37		543.37		543.37		543.37		543.37	
q_{dyn} $Z < 15.3m$	-271.67	-978.06	-163.01	-869.39	0	-706.38	706.38	0	108.67	-597,707
q_{dyn} $Z < 18.36m$	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5
q_j $Z < 18.36m$	-294.75	-1061.1	-176.85	-943.2	0	-766.35	766.35	0	117.9	-648.45
q_{dyn} $Z < 18.96m$	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5
q_j $Z < 18.96m$	-299.25	-1077.3	-179.99	-957.6	0	-778.05	778.05	0	119.7	-658.35

2-La toiture :

Selon le règlement, les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure à 4°. Ceci est le cas pour la structure dont nous avons la charge d'étudier.

-La surface de la toiture doit être subdivisées comme l'indique la figure 5-2.

-Le coefficient C_{pe1} et C_{pe10} seront déduits du tableau 5-2.

$e = \min (b ; 2h) = 12.8m$

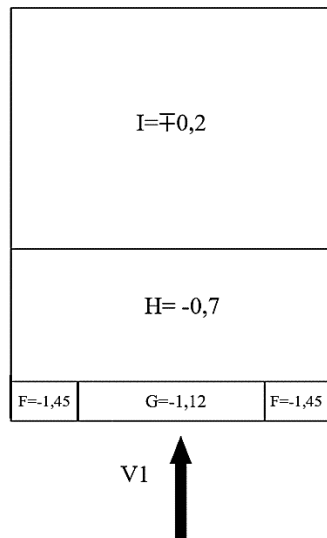


Figure II-8 : Légende pour les toitures plates

☞ Dans notre cas :

- ✓ $b = 12.8\text{m}$
- ✓ $d = 30.3\text{m}$
- ✓ $h = 18.96\text{ m}$
- ✓ $e = \min(b ; 2h) = 12.8\text{ m}$ d'où :
 - La largeur de la zone $F = e/10 = 12.8/10 = 1.28\text{ m}$
 - La longueur de la zone $F = e/4 = 3.2\text{ m}$
 - La largeur de la zone $G = e/10 = 12.8/10 = 1.28\text{m}$
 - La longueur de la zone $G = 12.8 - (2e/4) = 6.4\text{m}$
 - La largeur de la zone $H = (e/2) - (e/10) = 5.12\text{m}$
 - La longueur de la zone $H = b = 12.8\text{m}$
 - La largeur de la zone $I = d - (e/2) = 23.9\text{m}$
 - La longueur de la zone $I = b = 12.8\text{m}$

-Pour le calcul de C_{pe} , nous avons pour les surfaces G.H.I : $S \geq 10\text{m}^2$ et donc $C_{pe} = C_{pe10}$; tandis que pour la surface F : $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log(S)$

-Nous avons $\frac{h_e}{h} = 0,6/18.36 = 0,032$ donc nous utiliserons dans le tableau 5-2 les valeurs de C_{pe}

correspondant à $\frac{h_e}{h} = 0.032$ par interpolation on aura :

-les valeurs des pressions exercées par le vent sur les surfaces de la toiture sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-12: valeur de la pression statique du vent sur la toiture

	F		G		H		I			
C_{pe}	-1.45		-1.12		-0.7		0.2		-0.2	
C_{pi}	-0.5	0.8	-0.5	0.8	-0.5	0.8	-0.5	0.8	-0.5	0.8
C_{pnet}	-0.95	-2.25	-0.62	-1.92	-0.2	-1.5	0.7	-0.6	0.3	-1
q_{dyn} (N/m ²)	589.5		589.5		589.5		589.5		589.5	
q_j (N/m ²)	-560.02	-1324.37	-365.49	-1131.84	-117.9	-884.25	412.65	-353.7	176.85	-589.5

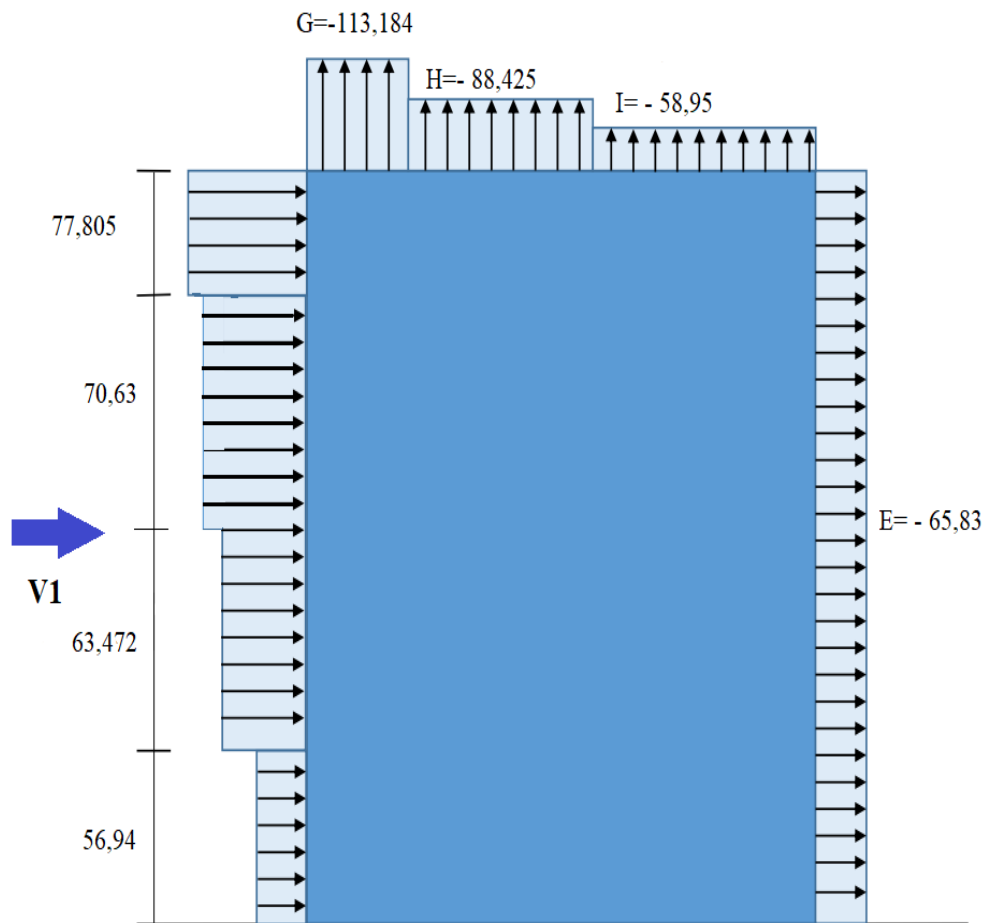
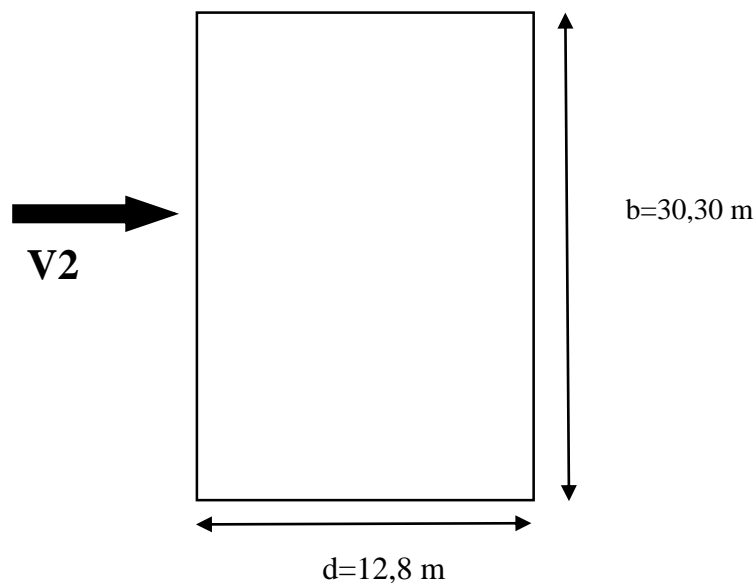


Figure II-9 : Pression sur les zones D, E,F,G,H,I(V1)

Tableau II-13: valeur de la force extérieur sur le bâtiment

	ZONE	Ze (m)	Surface(m)	qdyn(N/m)		Force Totale (KN)	
PAROIS VERTICALES	D	0 < h < 10m	128	569.4		72.88	
		10 < h < 12.24	28.67	634.72		18.17	
		12.24 < h < 15.3	39.16	766.35		30.01	
		15.3 < h < 18.96	46.84	778.05		36.44	
	E	0 < h < 18.96	242.688	119.7	-658.3	28.87	-159.6
	A	0 < h < 18.96	48.53	-299	-1077	-14.5	-52.26
	B	0 < h < 18.96	194.15	-179	-957.6	-34.75	-185.8
	C	0 < h < 18.96	331.8	0	-778	0	-258.1
TERASSE	F	18.96	4.096	-560	-1324	-2.29	-5.423
	G	18.96	8.192	-365	-1131	-2.99	-9.265
	H	18.96	65.536	-117.9	-884.2	-7.72	-57.93
	I	18.96	305.92	412.6	-353.7	126.2	-108.2

2/Vent dans le sens transversal V2 :



a/calcul des pressions dynamiques :

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

$$h = 18.96 \text{ m}$$

$$b = 30.3 \text{ m}$$

$$d = 12.8 \text{ m.}$$

✓ b = 30,3 m (dimension du coté perpendiculaire au vent)

✓ d = 12,8 m (dimension du coté parallèle au vent)

✓ h = 18.96 m (hauteur du bâtiment)

✓ e = Min [b ; 2h] = Min [30,3 ; 2x 18.96] = 30,3 m e=30,3m > d=12.8m d'où :

- $A = e/5 = 30,3/5 = 6,06 \text{ m}$
- $B = e - (e/5) = 6,74 \text{ m}$

-D'après ces dimensions et en interpolant les courbes de l'abaque de la figure 3-1, on obtient $C_d = 0,927$

$C_d = 0,927 < 1.2 \Rightarrow \text{C.P.S.E.D}$

-Quand aux pressions dynamiques, elles restent inchangées pour toutes les surfaces des parois verticales et de la toiture par rapport à celles calculées dans le sens longitudinal du vent.

b/calcul des pressions :

1-les parois verticales :

Le calcul s'effectue de la même manière que pour le vent dans le sens longitudinal.

$e = \min(b ; 2h) = \min(30.3\text{m}; 2*18.96 \text{ m}) = 30.3 \text{ m} > d.=12.8\text{m}$

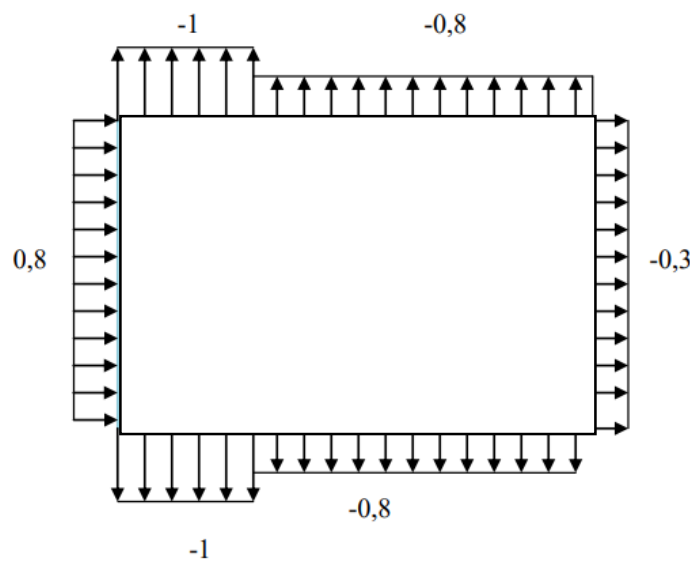


Figure II.10: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales

Les valeurs des pressions dues au vent sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-14 : valeur de la pression statique du vent $p(h)$ sur les parois verticales

	A'		B'		D		E	
C_{pe}	-1		-0.8		+0.8		-0.3	
C_{pi}	-0.5	+0.8	-0.5	+0.8	-0.5	+0.8	-0.5	+0.8
C_{pnet}	-0.5	-1.8	-0.3	-1.6	+1.3	0	+0.2	-1.1
q_{dyn} $Z < 10\text{m}$	438		438		438		438	
q_j $Z < 10\text{m}$	-219	-788.4	-131.4	-700.8	569.4	0	87.6	-481.2
q_{dyn} $Z < 12.24\text{m}$	488.25		488.25		488.25		488.25	
Q_j $Z < 12.24\text{m}$	-244.1	-878.85	-146.47	-781.2	634.72	0	97.65	-537.07

Q_{dyn} $Z < 15.3m$	543.37		543.37		543.37		543.37	
Q_j $Z < 15.3m$	-271.68	-978.6	-163.01	-869.39	706.38	0	108.67	-597.70
Q_{dyn} $Z < 18.36m$	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5	589.5
Q_j $Z < 18.36m$	-294.75	1061.1	-176.85	-943.2	766.35	0	117.9	-648.49
Q_{dyn} $Z < 18.96m$	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5	598.5
Q_j $Z < 18.96m$	-299.25	-1077.3	-179.99	-957.6	778.05	0	119.7	-658.35

2/La toiture :

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

$h = 18.96m$

$d = 12.80m$

$b = 30.3m$

$e = \min(b ; 2h) = \min(30.3m ; 2 \cdot 18.96m) = 30.3 m.$

- La largeur de la zone F= $e/10 = 30,3/10 = 3,03m$
- La longueur de la zone F= $30,3/4 = 7,57 m$
- La largeur de la zone G= $e/10 = 30,3/10 = 3,03m$
- La longueur de la zone G= $30,3-(2e/4) = 15,15 m$
- La largeur de la zone H= $(e/2)-(e/10) = 12,12m$
- La longueur de la zone H= $b = 30,3 m$

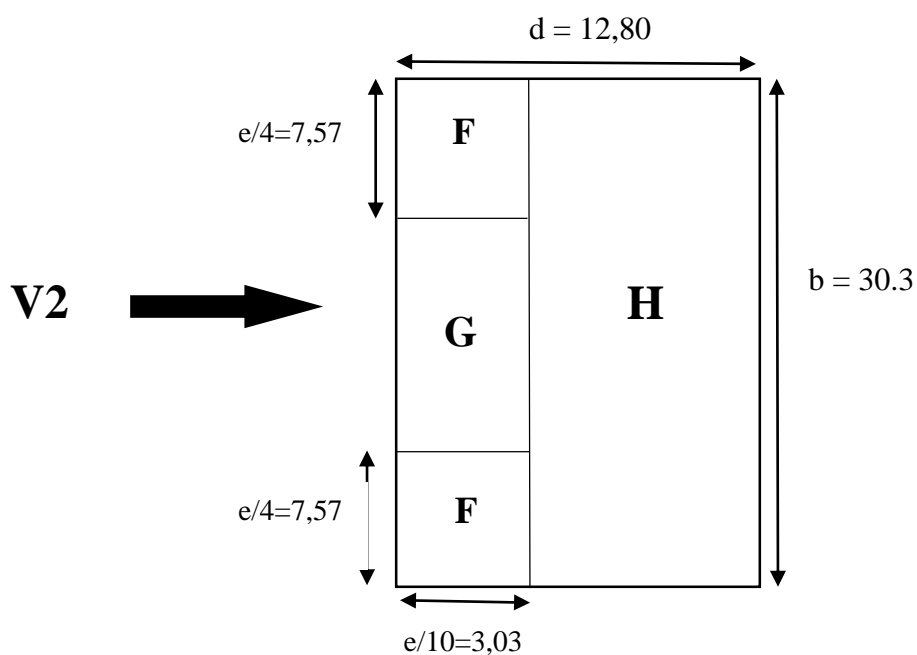


Figure II.11: Legende pour les toitures plates

Nous avons-nous $\frac{h_e}{h} = 0,6/18.36=0,031$ prenons les valeur du tableau 5-2 par interpolation

Tableau II-15 : valeur de la pression statique du vent $ph(h)$ sur la terrasse
- Force extérieur sur le bâtiment

	F		G		H	
C_{pe}	-1.45		-1.12		-0.7	
C_{pi}	-0.5	0.8	-0.5	0.8	-0.5	0.8
C_{pnet}	-0.95	-2.25	-0.62	-1.92	-0.2	-1.5
q_{dyn} (N/m ²)	589.5		589.5		589.5	
q_j (N/m ²)	-560.02	-1326.37	-365.49	-1131.84	-117.9	-884.25

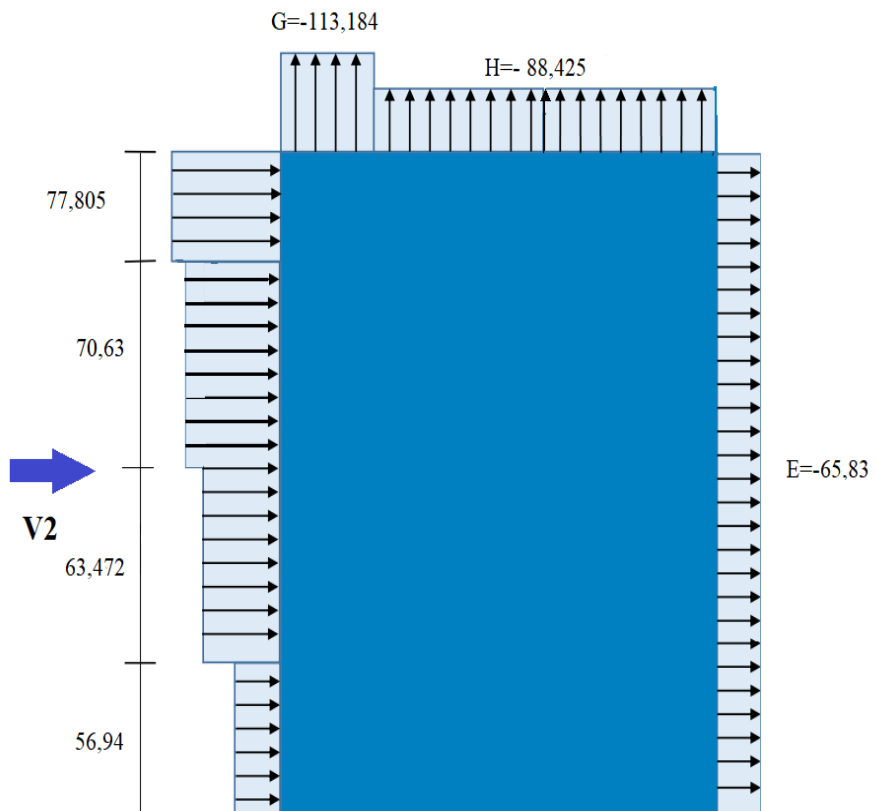


Figure II-12 : Pression sur mes zones D, E,F,G,H(V2)

Tableau II-16: valeur de la force extérieure sur le bâtiment

	ZONE	Ze (m)	Surface(m)	qdyn(N/m)		Force Totale(KN)	
PAROIS VERTICALES	D	0 < h < 10m	303	569.4		172.407	
		10 < h < 12.24	67.87	634.72		43.078	
		12.24 < h < 15.3	92.718	766.35		71.04	
		15.3 < h < 18.96	110.898	778.05		86.27	
	E	0 < h < 18.96	574.488	119.7	-658.3	68.76	-91.34
	A	0 < h < 18.96	183.618	-299	-1077	-54.9	-197.7
	B	0 < h < 18.96	204.22	-179	-957.6	-36.55	-195.5
TERASSE	F	18.96	22.93	-560	-1324	-12.8	-30.35
	G	18.96	45.90	-365	-1131	-16.7	-51.91
	H	18.96	370.872	-117.9	-884.2	-43.7	-313

II.6/ Etude de la neige :

II.6.2 -Introduction :

Les règles **RNV VERSION2013** s'appliquent pour les constructions situées à une altitude inférieure à 2000 m par rapport au niveau de la mer. Notre construction est située à une altitude de 60 m, donc l'action de la neige sera calculée selon les RNV 2013

II.6.3/ Calcul des charges de neige :

Données du site :

- ✓ Zone : B
- ✓ Altitude : 60m

II.6.4/ 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 soumis à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

II.6.4.1/ Détermination de la charge S_k :

La valeur de S_k en KN/m² est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

- Zone A : $S_k = \frac{0,07H+15}{100}$
- Zone B : $S_k = \frac{0,04H+10}{100}$
- Zone C : $S_k = \frac{0,0325H}{100}$

- Zone D : pas de charge de neige

Notre projet est implanté dans la région d'Ain Naâdja wilaya de ALGER . selon RNV 2013 [03] la zone de neige de cette région est la zone B .

$$\text{On aura : } S_k = \frac{0,04H+10}{100} = \frac{0,04*60+10}{100} = 0,124 \text{ kN/m}^2$$

II.6.4.2/ Détermination du coefficient de forme des toitures(μ) :

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

(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 [03] page 25)

☞ On aura :

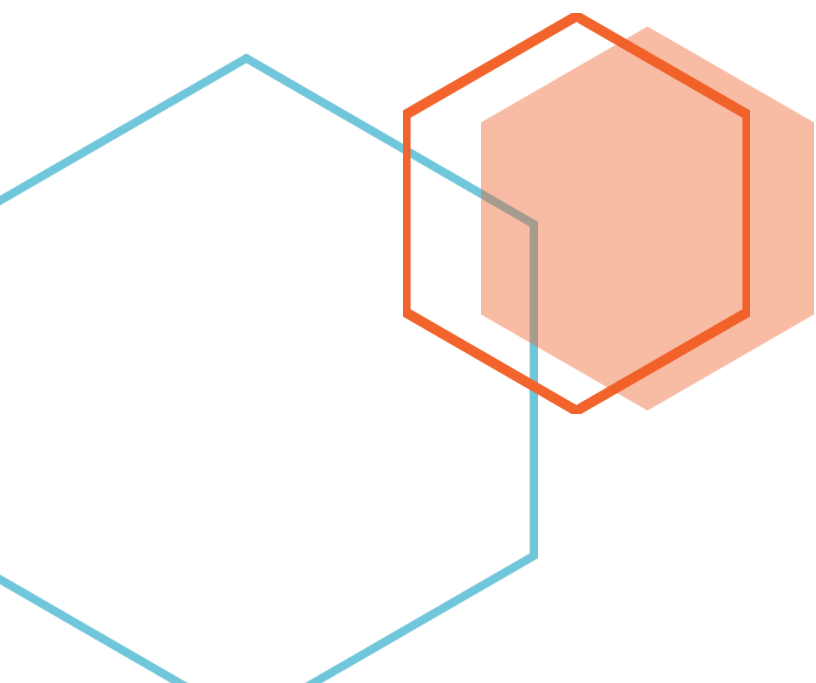
$$S = 0,8 \times 0,124 = 0,0992 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 9.92 \text{ daN / m}^2$$



Chapitre III:

Pré dimensionnement des éléments



Chapitre III :

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier. L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions. Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme le vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles l'EUROCODE3.

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) en pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat ;
- b) Vérification faite selon la condition de résistance ;
- c) Vérification aux vibrations.

III.1/Quelques notions relatives au règlement CCM97 :

III.1.1/Objectif :

Le règlement CCM97 [3] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

III.1.2/Domaine d'application :

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

- les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.

- les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

III.1.3/Classification des sections transversales selon le CCM97

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- a) **Classe 1** Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b) **Classe 2** Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

- c) **Classe 3** Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- d) **Classe 4** Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous .

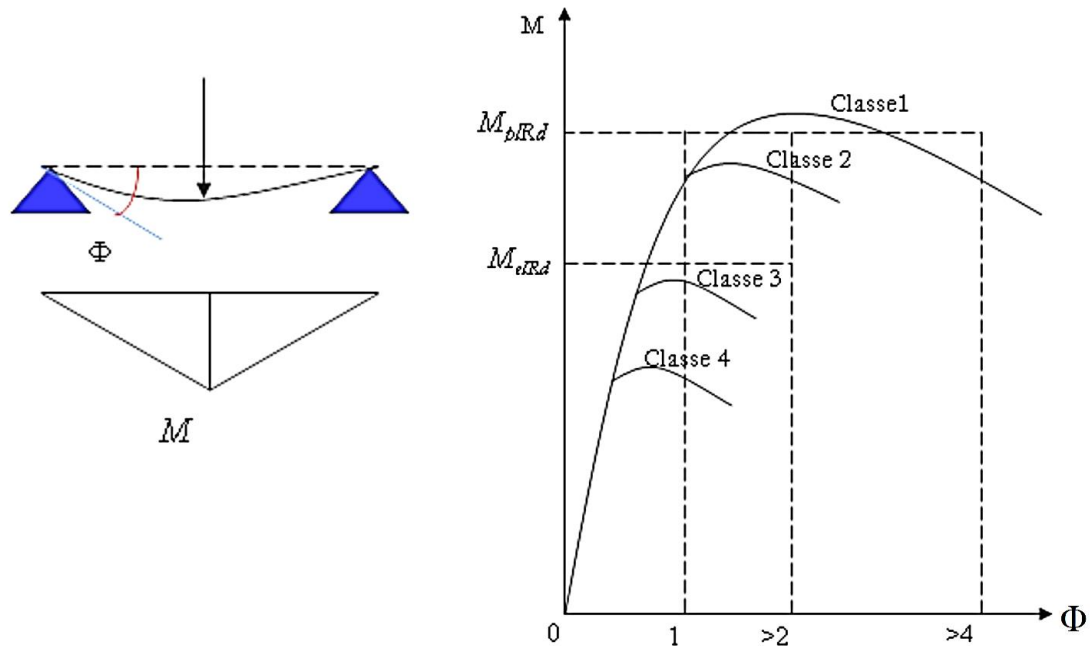


Figure III-1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

- $M_{pl,Rd}$: moment à l'état plastique réduit.
- $M_{el,Rd}$: moment à l'état élastique réduit
- Φ_p : rotation
- Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- ⇒ Section de classe (1, 2,3) → $\gamma_M = 1,1$
- ⇒ Section de classe (4) → $\gamma_M = 1,1$
- ⇒ Sections nettes au droit des trous → $\gamma_{M2} = 1,25$
- ⇒ Cas des états limites ultimes des éléments → $\gamma_{M1} = 1,10$

III.1.4/Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci- dessous

Tableau III.1: Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

Conditions	$\delta_{v \max}$ (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{v \max}$ peut nuire à l'aspect du Bâtiment	L/250

III.2/Pré-dimensionnement :**III.2.1/Pré-dimensionnement des solives :**

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent en flexion simple. Leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,5 \text{ m}$$

Leur écartement varie de 0,70 m à 1,50 m, suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

Pour le cas le plus défavorable, On opte pour une distance de **l = 6m** (la poutre la plus longue)

Et un écartement de **L = 1m**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

III.2.1.1/ pré dimensionnement des solives plancher terrasse :

$$G = 656 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

On prend en compte la surcharge de la neige

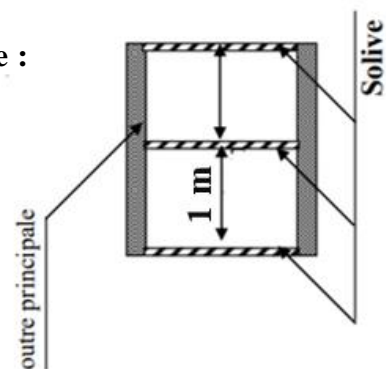
$$N_N = 9.92 \text{ daN/m}^2$$

III.2.1.1.1/ Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

Pour une poutre bi-articulée



La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$.

Pour une poutre bi articulée :

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

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

Avec :

✓ q : la charge non pondérée

$$q = (G+Q) = (6.56+1) = 7.56 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 7.56 \times 1 = 7.56 \text{ KN/ml}$$

✓ Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

✓ $L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$

$$I = \frac{5ql^3 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 7.56 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2531.25 \text{ cm}^4$$

⇒ On prend IPE 220

Avec : $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

• Caractéristique du profilé IPE 220 :

Tableau III.2 : Caractéristique du profilé IPE220

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P (Kg/m)	A (cm ²)	H (m)	r (mm)	B (m)	tr (mm)	tw (m)	Iy (cm ⁴)	Wpl -y (cm ³)	Wpl -z (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)
IPE 220	26,2	33,4	220	12	110	9,2	5,9	2772	285	58,1	9,11	205	2,48

III.2.1.1.2/ Vérification à la flèche :

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,40 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 7,56 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 2,191 \text{ cm}$$

$f_{max} < \bar{f}$ condition vérifiée

C / La classe de la section transversale :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

• Classe de la semelle :

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{110/2}{9,2} = 5,978 < 9\varepsilon = 8,32 \text{ la semelle est de classe 1}$$

• Classe de l'âme :

$$\frac{d}{tw} = \frac{h-(2(tf+r))}{tw} = \frac{220-(2(9,2+12))}{5,9} = 30,10 < 72\varepsilon = 66,55$$

L'âme est de classe 1

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

III.2.1.1.3 / Calcul de la charge :

- le poids propre du profilé choisit : $P_p = 26,2 \text{ Kg/m} = 0.262 \text{ KN/m}$
- $G = (6.56 + 0.262) \times 1 = 6.822 \text{ Kg / m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN / m}^2$
- $q_{ELS} = G + Q = 6,822 + 1 = 7,822 \text{ KN/ m}^2$
- Pour une bande de 1 m : $q = 7,822 \text{ kN/m}$
- $Q_{ELS} = q + P_p = 7,822 + 0,262 = 8.084 \text{ KN/m}$
- $Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (6,822) + 1.50(1) = 10,709 \text{ KN/m}^2$

III.2.1.1.4/ Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10,709 \times 6}{2} = 32.127 \text{ KN}$$

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

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

$$A_v = 33,4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 12) \times 9,2 = 1480,68 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1480,68 \times 275}{1,1 \sqrt{3}} = 213,71 \text{ KN}$$

➔ $V_{sd} = 32.127 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 213,71 \text{ KN}$ Condition vérifiée

III.2.1.1.5/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q l^2}{8} = \frac{10,709 \times 6^2}{8} = 48.190 \text{ KN. m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2.855 \times 27.5}{1,1} = 71,375 \text{ KN.m}$$

➔ $M_{sd} = 48,190 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 71,375 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 [05] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.2.2/Pré dimensionnement des solives plancher étage courant :

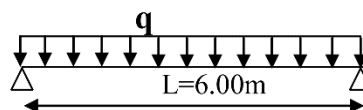
Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même

III.2.3/ Pré-dimensionnement des poutres :

III.2.3.1 /Poutre principale (plancher terrasse):

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 3 charges ponctuelles.



III.2.3.1.1/Calcul des charges :

Tableau III.3 : chargement poutre principale (plancher terrasse).

Chargement	G=6,56KN /m ² Pp=0,262 KN/m2 Gs= 0,262x($\frac{6+4}{2}$)= 1,31KN/ml	Q=1KN/m ² N=0,099 KN /m ²
Chargement linière	G _{total} =6,56x($\frac{4+6}{2}$) + 1,31 G _{total} = 34.11KN/ml	Q _{total} =(1 ,099)x ($\frac{4+6}{2}$)× 0,9 Q _{tota} = 4.945 kN/ml
Pondérée	1,35G+1,5Q=1,35(34.11)+1,5(4.945)= 53.46 KN/ml	
Non pondérée	G+Q=34.11+ 4.945= 39.05 KN/ml	

III.2.3.1.2/ Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

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

Avec :

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité E=2.1x10⁶ kg /cm²
- L=6 m =600 cm (longueur de la poutre la plus longue)

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384EI} = \frac{5 \times 39.05 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 13074.776 \text{ cm}^4 \text{ On prend IPE 360}$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

Tableau III.4 : Caractéristique du profilé IPE360

DESIGN ATION 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 360	57.1	72.7	360	18	170	12.7	8	16270	1019	191	15	104 3	3.79

III.2.3.1.3/ Vérification de la flèche :

- $\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$
- $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 39.05 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 16270} = 1.928 \text{ cm}$

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

III.2.3.1.4/ La classe de la section transversale :

a) Semelle comprimée :

- b=170mm

- $t_f=12,7\text{mm}$
- $C = (b/2) - (r + t_w /2) = 63 \text{ mm}$
- $C/t_f = 63/12,7 = 4,96 \leq 9\varepsilon = 8,32$

Donc la semelle est de classe 1.

b) Ame fléchi:

- $d = 360 - (2(12,7 + 18)) = 298,6\text{mm}$
- $t_w=8\text{mm}$
- $d/t_w = 298,6/8 = 37,325 < 72\varepsilon = 66,55$

Donc l'âme est de classe 1.

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

III.2.3.1.5/ Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} < V_{pl,rd}$
- $V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{53.937 \times 6}{2} = 161.811 \text{ KN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$
- $A_v = A - ((2b \times t_f) + (t_w + r)(t_f))$
- $A_v = 72,7 \times 10^2 - ((2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 18)(12,7))$
- $A_v = 2621,8 \text{ mm}^2 = 26,218 \text{ cm}^2$
- $V_{pl,rd} = \frac{26,218 \times 27,5}{1,1 \sqrt{3}} = 378,42 \text{ KN}$

➔ $V_{sd} = 161.811 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 378,42 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

III.2.3.1.6/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} < M_{pl,rd}$
- $M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{53.937 \times 6^2}{8} = 242,716 \text{ KN.m}$

$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1,1} = 254,75 \text{ KN.m}$

➔ $M_{sd} = 242,716 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 254,75 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

III.2.3.2/ Poutre principale (plancher étage courant) :

III.2.3.2.1/ Plancher étage courant (Logement) :

III.2.3.2.1.1/ Calcul des charges :

Tableau III.5: chargement poutre principale (plancher étage courant).

Chargement	$G=5,09\text{KN/m}^2$ $G_s= G_s= 0,262 \times \left(\frac{6+4}{2}\right) = 1,31 \text{ KN/ml}$	$Q= 1,50 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{total}= 5,09 \times \left(\frac{4+6}{2}\right) + 1,31$ $G_{total} = 26.76 \text{ KN/ml}$	$Q_{total}=1,50 \times \frac{4+6}{2} = 7.5 \text{ KN/ml}$
Pondérée	$1,35G+1,5Q=1,35(26.76)+1,5(7,5) = 47.376 \text{ KN/ml}$	
Non pondérée	$G+Q=26.76+ 7,5= 34.26 \text{ KN/ml}$	

III.2.3.2.1.2/ Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

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

Avec :

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité E=2.1x10⁶ kg /cm²
- L=6 m =600cm (longueur de la poutre la plus longue)

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384E} = \frac{5 \times 34.26 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 11470.982 \text{cm}^4 \dots\dots\dots \text{On prend IPE 330}$$

$$I_y = 12460 \text{ cm}^4$$

Tableau III.6 : Caractéristique du profilé IPE330

DESIGN ATION Abrégée	Poids	Sectio n	Dimension					Caractéristique					
	P (Kg/ m)	A (cm ²)	H (mm)	r (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	i _y (cm ⁴)	Wpl-y (cm ³)	Wpl-z (cm ³)	I _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
IPE 330	42.2	53.8	300	15	150	10.7	7.1	12460	628. 4	3.37	835 6	3.35	603. 8

III.2.3.2.1.3/ Vérification de la flèche :

- $\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$
- $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 34.26 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 12460} = 2.609 \text{cm}$

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

⇒ On opte pour IPE 360

Tableau III.7: Caractéristique du profilé IPE360

DESIGN ATION Abrégée	Poids	Sectio n	Dimension					Caractéristique					
	P (Kg/ m)	A (cm ²)	H (mm)	r (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (m m)	I _y (cm ⁴)	Wpl-y (cm ³)	Wpl-z (cm ³)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
IPE 360	57.1	72.7	360	18	170	12.7	8	16270	1019	191	15	104 3	3.79

Remarque :

Même profilé condition déjà verifier (Revoir le titre ci-dessus III.2.3.1.4/)

III.2.3.2.2/ Poutre principale (plancher 2^{eme} étage) :

III.2.3.2.2.1/Calcul des charges :

Tableau III.8 : chargement poutre principale (plancher étage courant).

Chargement	$G=5,09\text{KN/m}^2$ $G_s= G_s= 0,262x\left(\frac{6+4}{2}\right)= 1,31\text{KN/ml}$	$Q= 2,50 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{\text{total}}= 5,09 x\left(\frac{4+6}{2}\right)+1.31$ $G_{\text{total}} = 26.76 \text{ KN/ml}$	$Q_{\text{total}}=2,50 x \frac{4+6}{2} = 12,5\text{KN/ml}$
Pondérée	$1,35G+1,5Q=1,35(26.76)+1,5(12,5) = 54.876 \text{ KN/ml}$	
Non pondérée	$G+Q = 26.76 + 12,5 = 39.26 \text{ KN/ml}$	

III.2.3.2.2 / Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

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

Avec :

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- $L=6 \text{ m} = 600\text{cm}$ (longueur de la poutre la plus longue)

$$I \geq \frac{5q l^4 \times 250}{384 E} = \frac{5 \times 39.26 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 13145.089 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{On prend IPE 360}$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

Remarque :

Même profilé condition déjà verifier (Revoir le titre ci-dessus **III.2.3.1.4/**)

III.2.3.2.3/ poutre principale (plancher 1^{er} étage) :

III.2.3.2.3.1/ Calcul des charges :

Tableau III.9: chargement poutre principale (plancher étage courant).

Chargement	$G=5,09\text{KN/m}^2$ $G_s= G_s= 0,262x\left(\frac{6+4}{2}\right)= 1,31\text{KN/ml}$	$Q= 4 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{\text{total}}= 5,09 x\left(\frac{4+6}{2}\right)+1.31$ $G_{\text{total}} = 26.76 \text{ KN/ml}$	$Q_{\text{total}}=4 x \frac{4+6}{2} = 20 \text{ KN/ml}$
Pondérée	$1,35G+1,5Q=1,35(26.76)+1,5(20) = 66.126\text{KN/ml}$	
Non pondérée	$G+Q=26.76+ 20= 46.76\text{KN/ml}$	

III.2.3.2.3.2/ Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

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

Avec :

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

- Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- $L=6 \text{ m}=600\text{cm}$ (longueur de la poutre la plus longue)

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384 E} = \frac{5 \times 46.76 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 15656 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{On prend IPE 360}$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

Remarque :

Même profilé condition déjà verifiser (Revoir le titre ci-dessus III.2.3.1.4)

III-3 / poutre secondaire (plancher terrasse) :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section (IPE220).

Tableau III.10 : Caractéristique du profilé IPE220

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P (Kg/m)	A (cm ²)	H (m)	r (mm)	B (m)	t _f (mm)	t _w (m)	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 220	26,2	33,4	220	12	110	9,2	5,9	2772	285	58,1	9,11	205	2,48

III-4 / 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.

On a : $\lambda y = \frac{L_f}{i_y} \leq 25 \quad \longrightarrow \quad i_y \geq \frac{L_f}{25} = \frac{408 \times 0,5}{25} = 8.16 \text{ cm}$

$i_y = 8.16 \text{ cm}$

☞ **Donc :** on prend HEA 240.....Avec : $i_y = 10,05 \text{ cm}$

III.5.1 / Vérification du poteau :

III.5.1.2/ Calcul des charges :

• **Plancher terrasse :**

- La surface: $S=(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}) \times (\frac{4}{2} + \frac{6}{2}) = 30 \text{ m}^2$
- Poids des solives : $G_s=0.262 \times (\frac{4+6}{2})= 1.31 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales : $G_{pp}=0,571 \times (\frac{6+6}{2}) = 3.426 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau : $G_{pot}=0,603 \times 3,06 = 1,845 \text{ KN}$
- Poids du plancher terrasse : $G_t= 6,56 \times 30 = 196.8 \text{ KN}$
- Charge de la neige : $S= 0,0992 \times 30 = 2.976 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation terrasse : $Q= 1 \times 30 = 30 \text{ KN}$

• **Plancher étage courant**

- La surface : $S = (\frac{6}{2} + \frac{6}{2}) \times (\frac{4}{2} + \frac{6}{2}) = 30 \text{ m}^2$
- Poids des solives : $G_s = 0.262 \times (\frac{6+4}{2}) = 1.31 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales : $G_{pp} = 0.571 \times (\frac{6+6}{2}) = 3.426 \text{ KN}$
- Poids du plancher étage courant : $G_c = 5.09 \times 30 = 152.7 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau (Etage courant 1 ; 2 ; 3) : $G_{pot} = 0.603 \times 4.08 = 2.460 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau (Etage courant 4) : $G_{pot} = 0.603 \times 3.06 = 1.845 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation (Etage courant 1) : $Q = 4 \times 30 = 120 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation (Etage courant 2 & 3) : $Q = 2.5 \times 30 = 75 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation (Etage courant 4) : $Q = 1.5 \times 30 = 45 \text{ KN}$

B / Calcul de N_{sd} :

Tableau III-11 : Récapitulatif de la descente de charges

Niveau	Charge permanentes en (KN)						Surcharge d'exploitation en (KN)			
	G Solive	G Plancher	G Poteaux	G Poutre	G Total	G Cumulé	Qi	Q cumulés	$N_{sd} = Q+G$	Profilé Adapté
Terrasse	1,31	196,80	1,845	3,426	203,381	203,381	32,976	32,976	236,357	HEA300
Etage 4	1,31	152,7	1,845	3,426	159,281	362,662	45	77,976	440,636	HEA300
Etage 3	1,31	152,7	2,46	3,426	159,896	522,556	75	152,976	675,532	HEA300
Etage 2	1,31	152,7	2,46	3,426	159,896	628,452	75	227,976	856,428	HEA300
Etage 1	1,31	152,7	2,46	3,426	159,896	788,348	120	347,976	1136,324	HEA300

☞ Donc :

$N_{sd \text{ max}} = 1136,324 \text{ KN}$

III.4.1. 3 / Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y}$ Avec : $i_y = 10,05 \text{ cm}$
 $L_f = 408 \times 0,5 = 204 \text{ cm}$

$\lambda_y = \frac{204}{10,05} = 20.29 \text{ cm}$

$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z}$ Avec : $i_z = 6 \text{ cm}$
 $\lambda_z = \frac{204}{6} = 34 \text{ cm}$

III.4.1.4 / Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$\bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = \frac{20.29}{93,9 \epsilon} \times \sqrt{1} = \frac{20.29}{93,9 \times 0,9244} \sqrt{1} = 0,233$

$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = \frac{34}{93,9 \epsilon} \times \sqrt{1} = \frac{34}{93,9 \times 0,9244} \sqrt{1} = 0,391$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0,40 > 0,2$ (Il y'a risque de flambement)

E / Vérification du risque de flambement :

$N_{sd} < N_b = \chi_{min} \times \beta_A \frac{A_x f_y}{\gamma_{M1}}$

a) $\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 \leq 1,2 \dots\dots\dots(1)$

b) $t_f = 12 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \dots\dots\dots(2)$

A partir de (1) et (2) :

- Courbe de flambement **b** pour l'axe y-y. Ce qui nous donne := 1,0000
- Courbe de flambement **c** pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : $\chi_{min}=0,9593$

Donc :

$$N_{b,rd}=0,9593 \times 1 \times \frac{0,768 \times 275 \times 10^3}{1,1} = 184185,6 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 633.903 \text{ KN} < N_{b,rd} = 184185,6 \text{ KN}$ condition vérifiée

Pour des raisons constructives, on opte pour des **HEA 300**.

III.5 / Conclusion :

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants

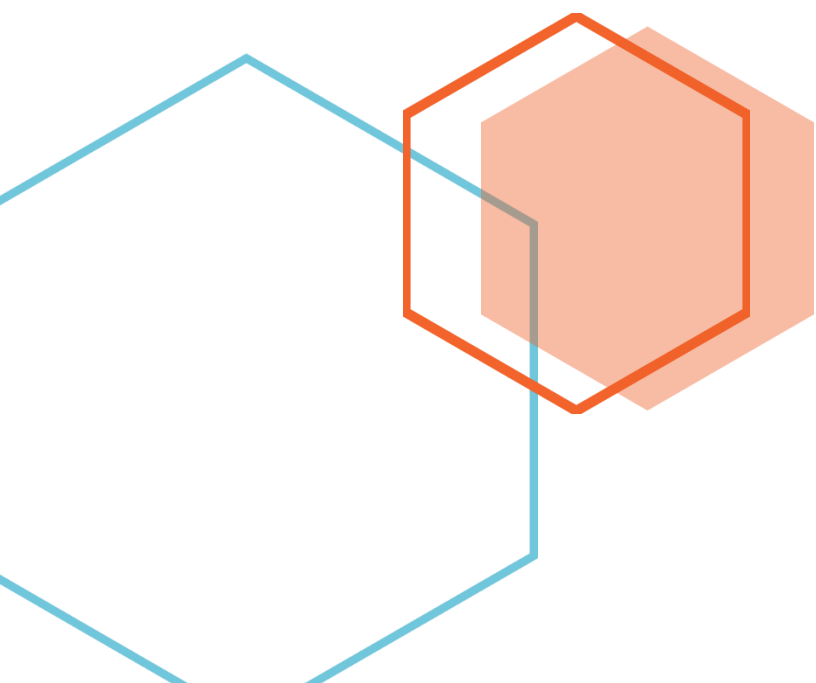
Tableau III.12: Résultats du pré-dimensionnement

Eléments	Profilé adopté
• Solives	IPE220
• Poutre principale plancher courant • Poutre principale plancher courant • Poutre principale plancher courant • Poutre principale plancher Terrasse	IPE360
• Poutres secondaires	IPE220
• Poteaux	HEA300



Chapitre IV:

Pré dimensionnement des éléments Secondaire



Chapitre IV :

Etude des éléments secondaires

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons calculer les éléments secondaires de notre structure. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

IV.1/Etude des escaliers :

IV.1.1/Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Longtemps réservé aux escaliers extérieurs et intérieurs pour sa durabilité et sa résistance aux intempéries, le métal s'invite aujourd'hui de plus en plus dans nos intérieurs.

IV.1.2/Terminologies :

- **L'embranchement** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La contremarche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **La hauteur de marche** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Le giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **La ligne de foulée** : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- **Le jour d'escalier ou lunette** : espace central autour duquel l'escalier se développe.
- **Le 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.

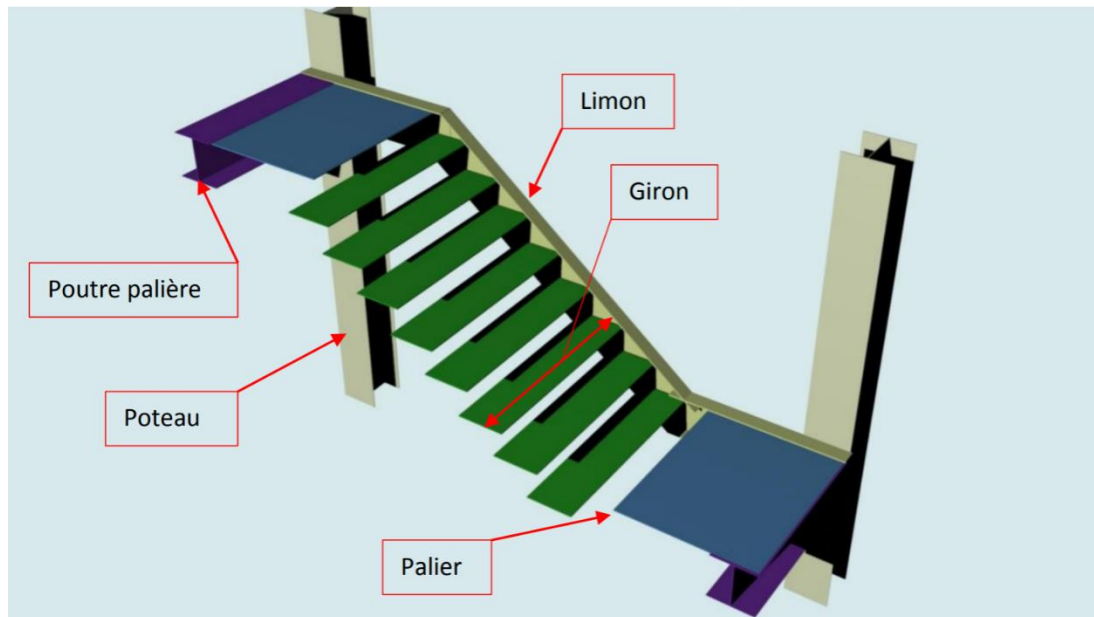


Figure IV-1: vue en plan de l'escalier

IV.1.2.1/ Surcharges d'exploitation

Escalier -----250 daN/m

IV.1.2.2/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).

IV.1.2.3/Choix des dimensions :

FORMULE DE BLONDEL :

- ⇒ $59 \leq 2H + G \leq 66$ cm
- ⇒ $27 \leq G \leq 30$ cm
- ⇒ $16,5 \leq H \leq 18,5$ cm

▸ Avec :

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

IV.1.2.4/Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 4.08$ m
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : (6×6) m²
- La largeur de volée est : $l = 1.4$ m
- On admet une hauteur de marche $H = 17$ cm

Nombre totale des marche (n) est : $n = \frac{h}{H} = \frac{408}{17} = 24$

$n = 24$ marches

▸ On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec :(12 marches chaque volée)

La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

IV.1.2.5/Vérification de la formule de BLONDEL :

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

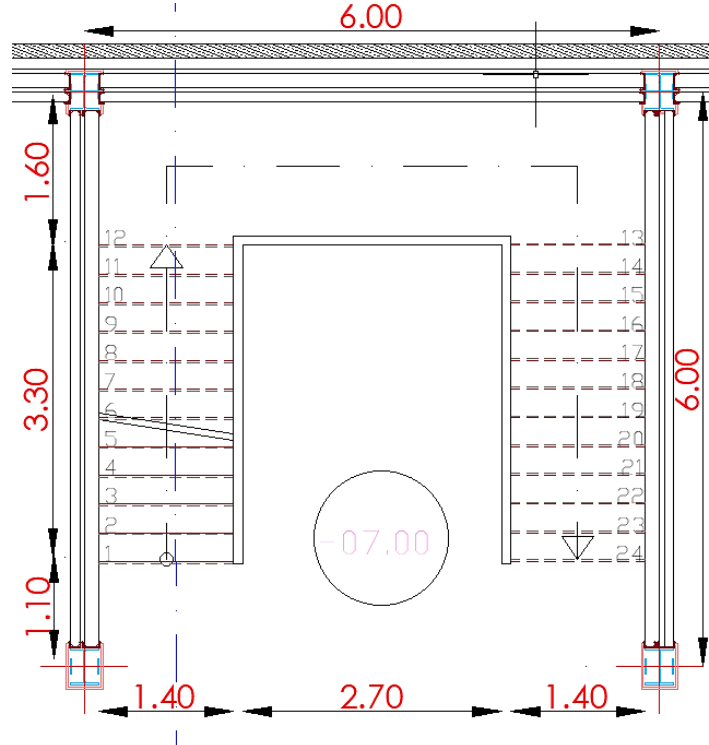


Figure IV -2: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3/ Dimensionnement des éléments porteurs :

IV.1.3.1/ Dimensionnement de la cornière (support de marche) :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

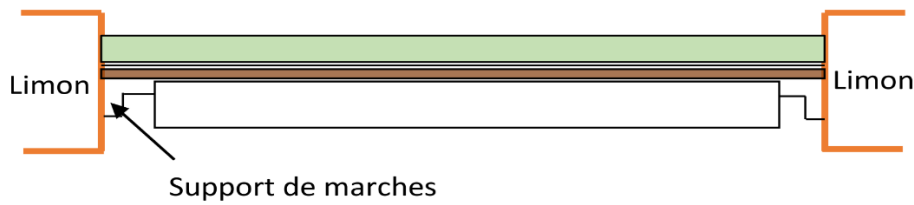


Figure IV -3: Disposition des cornières

- La longueur de la marche $L = 1,4 \text{ m}$
- La largeur de la marche $l = G = 0,30 \text{ m}$

Les cornières sont en acier S275

- $f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

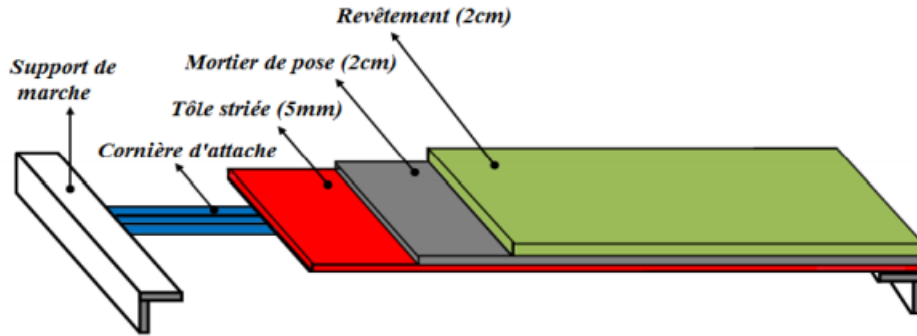


Figure IV-4: charges repris par la cornière

IV.1.3.1.1/Détermination de la section de cornière :

IV.1.3.1.1.1/Evaluation des charges :

- Les charges permanentes :
 - Tôle striée (5mm) $G1 = 45 \text{ daN/m}^2$
 - Mortier de ciment (2cm) $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$
 - Revêtement (2cm) $G3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0.30 = 37.5 \text{ daN/m}$$

$$G = 37.5 \text{ daN/m}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q = 250 \times 0,30 = 75 \text{ daN/m}$$

- Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$$

IV.1.3.1.2/Pré dimensionnement des supports de marches :

IV.1.3.1.2.1/Condition de flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est $f = \frac{5 q l^4}{384 E I}$ et la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5 q l^3 300}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 112.5 \times 140^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 5.742 \text{ m}^4$$

⇒ On adopte la cornière **L 45 x 45 x 4.5** Avec : **$I_y = 7.15 \text{ cm}^4$**

Tableau IV-1 : Caractéristique et dimension de L45 x 45 x 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)	W _{el,y} =W _{el,z} (cm ³)	iy=iz (cm)
3.90	3.06	7.15	2.20	1,35

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière) :

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0.30 + 3.06 = 40.56 \text{ daN/m}$$

$$G = 40.56 \text{ daN/m}$$

IV.1.3.1.2.2 /Vérification à L' ELU :

a) Les combinaisons des charges :

⇒ **Vérification à L'ELU :**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 40.56 + 1,5 \times 75 = 167.256 \text{ daN/m}$$

1) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \dots\dots\dots (EC02).$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{167.256 \times 1,40}{2} = 117.07 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{3.90 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 5629.16 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 117.07 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 5629.16 \text{ daN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

2) Vérification du moment fléchissant :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots (EC03)$$

- $M_{ysd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{167.256 \times 1,40^2}{8} = 40.97 \text{ daN.m}$

- $M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{27.5 \times 2.2}{1,1} = 55 \text{ daN.m}$

$$M_{ysd} = 40.97 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 55 \text{ daN.m} \text{ (Condition vérifiée)}$$

⇒ **Vérification à L'ELS :**

$$q = G + Q = 40.56 + 75 = 115.56 \text{ daN/m}$$

❖ **Vérification à la flèche :**

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y} \dots\dots\dots \text{ Cornière sur deux appuis}$$

- $f_{max} = \frac{5 \times 115.56 \times 10^{-2} \times 140^4}{384 \times 21000 \times 7.15} = 0.384 \text{ cm}$

- $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{140}{300} = 0.466 \text{ cm}$

$$f_{max} = 0.384 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.466 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

 **Conclusion :**

➔ Les cornières L 45 x 45x 4.5 convient comme cornière d'attache.

IV.1.4 / Dimensionnement de limon :

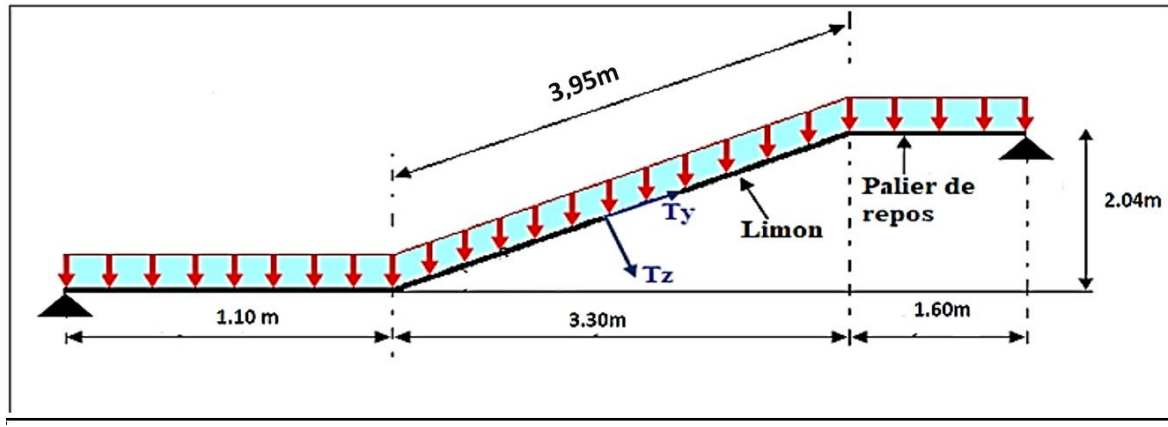


Figure IV-5 : Distribution des charges sur un limon

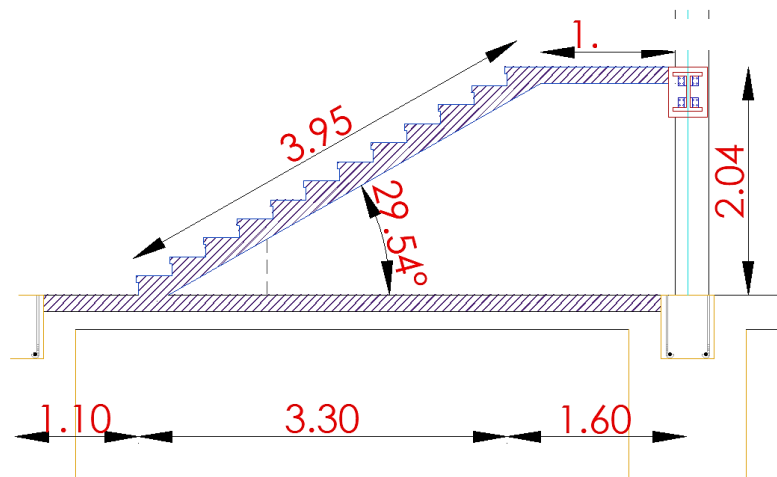


Figure IV-6 :Dimensions d'escalier depuis AutoCad

IV.1.4.1 / Evaluation des charges :

IV.1.4.1.1 / Volée :

a) Charges permanentes :

- ✓ Poids des cornières (45 x 45 x 4.5) :.....3,06daN/m
- ✓ Tôle d'épaisseur (e =5mm) :.....40daN/m²
- ✓ Mortier de pose :.....40daN/m²
- ✓ Revêtements carrelages :.....40daN/m²
- ✓ Garde-corps (cloison) :.....100daN/m

• Charge totale :

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1,40 + 3,06 + 100 = 260.06 \text{ daN/m}$$

• Charge totale pour 1 limon :

- $G = G_T / 2 = 130.03 \text{ daN/m}$

$G = 130.03 \text{ daN/m}$

b) Les charges d'exploitations :

Pour 1 limon :

$$Q = 250 \times \frac{1,40}{2} = 175 \text{ daN/m}$$

$$Q = 175 \text{ daN/m}$$

IV.1.4.1.2/Palier :

a) Les charges permanentes :

- ✓ Tôle CofraPlus 55 G1= 13 daN/m²
- ✓ Dalle en béton (10cm) G2= 300 daN/m²
- ✓ Mortier de poseG3= 40 daN/m²
- ✓ Revêtement (2cm) G4= 40 daN/m²

- La charge total:

$$G = (G1+ G2 + G3 + G4) \times d = (13 + 300 + 40 + 40) \times 1,40 = 444.6\text{daN/m}$$

- La charge total pour 1 Limon:

$$GT = G / 2 = 444,6 / 2 = 222.3\text{daN/m}$$

b) Calcul de la charge équivalente :

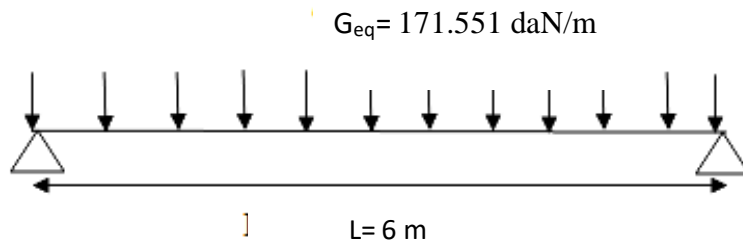
On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

- Charges permanentes :

$$G_{eq} = (G_{palier} (L_{palier}) + G_{volée} (L_{volée}))/2$$

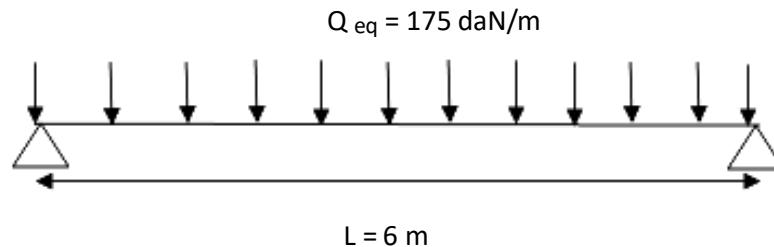
$$G_{eq} = \frac{222.3 (2.70) + 130.03 (3.30)}{6} = 171.551 \text{ daN/m}$$

$$G_{eq}=171.551 \text{ daN/m}$$



- Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1,40 / 2 = 175 \text{ daN/m}$$



IV.1.5/ Pré dimensionnement des limons :

IV.1.5.1/ Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f$, Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } f^- = l / 300 \text{ Avec :}$$

q : la charge pondéré

IV.1.4.2/ Combinaison de charge :

a) Vérification à l'ELS :

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 171.551 + 175$$

$$q = 346.551 \text{ daN/m}$$

q : la charge non pondéré

$$q = 346.551 \text{ daN/m}$$

✓ Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 3,95 \text{ m} = 395 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 q l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 341.938 \times 600^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1372.703 \text{ cm}^4$$

☞ On opte à un **UPN 200**

Tableau VI-2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 200

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1	r2	d (mm)	A (cm2)	P (daN/m)
200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	32,2	25,3
Iy (cm4)	Wel,y(cm3)	iy (cm)	Wpl,y(cm3)	Iz (cm4)	Wel,z(cm3)	iz (cm)	Wpl,z(cm3)	
1910	191	7,70	228	148	27	2,14	51,8	

b) Vérification à l'ELU :

$$q = 1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq} = 1.35 \times 171.551 + 1.5 \times 175$$

$$q = 499.493 \text{ daN/m}$$

La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b - tw}{tf} = 5,78 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{tw} = 17,76 < 72\varepsilon = 66,55 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

IV.1.4.2.1/ Vérification du moment fléchissant :

$$- M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{499.493 \times 6^2}{8} = 2247.718 \text{ daN.m}$$

$$- M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 228 \times 10^{-2}}{1,1} = 5700 \text{ daN.m}$$

➔ **$M_{sd} = 2247.718 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 5700 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)**

IV.1.4.2.2/ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$- V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{499,493 \times 6}{2} = 1498,479 \text{ daN}$$

$$- V_{pl,rd} = \frac{17,7 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 25547,749 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 1498,479 < V_{pl,rd} = 25547,749 \text{ daN}$ vérifier

⇒ **UPN 200 convient pour limons**

IV.1.4.2.3/ Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

IV.1.4.2.4/ Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

- It : Moment d'inertie de torsion
- Iw : Moment d'inertie de gauchissement
- Iz : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{9,07 \times 10^9}{148 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,23 \times 11,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 33204892,51 \text{ N.mm} = 3320,489251 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{M_{cr} = 3320,489251 \text{ daN.m}}$$

- **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 228 \times 10^3}{33204892,51}} = 119,296$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{119,296}{86,388} = 1,380$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- $\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.
- $\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,380 - 0,2) + 1,380^2] = 2,662$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,662 + [2,662^2 - 1,380^2]^{0,5}} = 0,202$$

$$\chi_{LT} = 0,202$$

☞ **D'où :**

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,202 \times 1 \times 228 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 1151,4 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2247,718 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 1151,14 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$ non vérifier

➔ On opte pour un UPN 260

Tableau VI-3 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1	r2	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
260	90	10	14	14	7	200	48,3	37,9
Iy (cm ⁴)	Wey,y(cm ³)	iy (cm)	Wpl,y(cm ³)	Iz (cm ⁴)	Wel,z(cm ³)	iz (cm)	Wpl,z(cm ³)	
4820	371	9,99	442	317	47,7	2,56	91,6	

La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b - tw}{tf} = 5,71 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

- $\frac{d}{tw} = 20 < 72\varepsilon = 66,55$ donc l'âme est de **classe 1**.

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

IV.1.4.2.5/ Vérification du moment fléchissant :

$$- M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{499,493 \times 6^2}{8} = 2247,718 \text{ daN.m}$$

$$- M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 442 \times 10^{-2}}{1,1} = 11050 \text{ daN.m}$$

➔ $M_{sd} = 2247,718 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 11050 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

IV.1.4.2.6/ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$\circ V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{499,493 \times 6}{2} = 1498,479 \text{ daN}$$

$$\circ V_{pl,rd} = \frac{27,1 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 39115,48 \text{ daN}$$

➔ $V_{sd} = 1498,479 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 39115,48 \text{ daN}$ vérifier

IV.1.4.2.7/ Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_Z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_Z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{33,3 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,23 \times 25,5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 72432947,2 \text{ N.mm} = 7243,29472 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 442 \times 10^3}{72432947,2}} = 112,461$$

- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec :}$$

$\beta_W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{112,461}{86,388} = 1,301$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- $\alpha_{LT} = 0,21 \Rightarrow$ Pour les profils laminés.
- $\alpha_{LT} = 0,49 \Rightarrow$ Pour les sections soudées.

☞ **AN :**

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,301 - 0,2) + 1,301^2] = 2,422$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,422 + [2,422^2 - 1,301^2]^{0,5}} = 0,219$$

☞ **D'où :**

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,219 \times 1 \times 442 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 2419,95 \text{ daN.m}$$

➔ $M_{sd} = 2247,718 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 2423,986 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

Conclusion :

L'UPN 260 convient comme limons.

IV.1.5 / Etude de la poutre palière des limons :

IV.1.5.1 / Evaluation de charges :

- **Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :**

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

Combinaison à ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 171,551 + 1,5 \times 175) \times 6/2 = 1482,281 \text{ daN}$$

Combinaison à ELS:

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (171,551 + 175) \times 6/2 = 1039,653 \text{ daN}$$

- **Charge équivalente :**

ELS:

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{garde corps} = \frac{4 \times 1039,653}{4} + 100 = 1139,653 \text{ daN/ml}$$

ELU:

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35 G_{garde corps} = \frac{4 \times 1482,281}{4} + 1,35 \times 100 = 1617,281 \text{ daN/ml}$$

IV.1.5.2 / Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } \bar{f} = \frac{l}{300}$$

☞ Avec :

✓ q : la charge non pondéré

$$q = 1139,653 \text{ daN/m}$$

✓ Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

✓ $L=6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 11,39653 \times 600^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4578,962 \text{ cm}^4$$

⇒ On prend un IPN260

Tableau VI-4: Dimension et caractéristique de l'IPN260

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf(mm)	r 1	r 2	d (mm)	A (cm2)	P (daN/m)
260	113	9.4	14.1	9.4	5.6	208.9	53.3	41.9
Iy (cm4)	Wel,y(cm3)	iy (cm)	Wpl,y(cm3)	Iz (cm4)	Wel,z(cm3)	iz (cm)	Wpl,z(cm3)	
5740	442	10.40	514	288	51	2.32	85.9	

IV.1.5.2.1 / Vérification à l'ELU :

- La classe de la section :

Semelle comprimée :

$C = (b/2) / tf = 4 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32$ donc..... la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$d / tw = 22.22 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56$ doncl'âme est de classe 1.

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

IV.1.5.2.2/ Vérification du moment fléchissant :

- $M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1617,281 \times 6^2}{8} = 7277,764 \text{ daN.m}$

- $M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 514 \times 10^{-2}}{1,1} = 12850 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 12850 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

IV.1.5.3 / Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$V_{sd} < V_{pl,rd}$

- $V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1617,281 \times 6}{2} = 4851,843 \text{ daN}$

- $V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times (\frac{F_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{26.05 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 37599.936 \text{ daN}$

→ $Vsd = 4851,843 \text{ daN} < Vpl = 37599.936 \text{ daN} \dots\dots\dots$ vérifier

IV.1.5.4/ Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$Msd \leq Mb,Rd = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

- I_t : Moment d'inertie de torsion
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 288 \times 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{44,1 \times 10^9}{288 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,23 \times 33,5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 288 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 79159714.4986 \text{ N.mm}$$

- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 514 \times 10^3}{79159714.4986}} = 116.008$$

- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ Avec :}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$- \lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

☞ Avec :

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{116.008}{86,388} = 1.342$$

- Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- $\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.
- $\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

☞ AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,342 - 0,2) + 1,342^2] = 2,550$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,550 + [2,550^2 - 1,342^2]^{0,5}} = 0,2119$$

☞ D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,2119 \times 1 \times 514 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 2723,43 \text{ daN.m}$$

➔ $M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 2723,43 \text{ daN.m}$ non vérifier

☞ On opte un IPN300

Tableau VI-5: Dimension et caractéristique de l'IPN300

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r 1	r 2	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
300	125	10.8	16.2	10.8	6.5	241.6	69	54.2
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)	
9800	653	11.90	762	451	72.2	2,56	121	

1) Vérification à l'ELU :

- La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$C = (b/2) / t_f = 3,85 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchi :

$$d / t_w = 22,37 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

a) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1617,281 \times 6^2}{8} = 7277,764 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 762 \times 10^{-2}}{1,1} = 19050 \text{ daN.m}$$

➔ $M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 19050 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

b) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1617,281 \times 6}{2} = 4851,843 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{Av_z \times \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{34,58 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 49911,93 \text{ daN}$$

Vsd = 4851,843 daN < Vpl, = 49911.93daNvérifier

c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : Moment d’inertie de torsion

Iw : Moment d’inertie de gauchissement

Iz : Moment d’inertie de flexion suivant l’axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 451 \times 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{91,8 \times 10^9}{451 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,23 \times 56,8 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 451 \times 10^4}}$$

Mcr = 130241427.45564 N.mm

- **Calcul de l’élancement géométrique λLT :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 762 \times 10^3}{130241427.45564}} = 110,119$$

- **Calcul de l’élancement réduit λ̄LT:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

βW = 1 pour les sections de classes 1 et 2

λ1 = 93,9ε Avec :

ε = √235/fy = 0,92

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{110,119}{86,388} = 1,142$$

- **Détermination de χLT:**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

Et : φLT = 0,51 + [αLT(λ̄LT - 0,2) + λ̄LT²]

- αLT = 0,21 ⇒ Pour les profils laminés.
- αLT = 0,49 ⇒ Pour les sections soudées.

☞ AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1.142 - 0,2) + 1.142^2] = 2.01$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.01 + [2.01^2 - 1.142^2]^{0,5}} = 0,27$$

☞ D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,27 \times 1 \times 762 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 5143.5 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 5143.5 \text{ daN.m}$ Non vérifier

➔ On opte un IPN340

Tableau VI-6: Dimension et caractéristique de l'IPN 340

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf(mm)	r ₁	r ₂	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
340	137	12.2	18.3	12.2	7.3	274.3	86.7	
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)	
15700	923	3.50	1080	674	98.4 ²	2,80	166	

2) Vérification à l'ELU :

a) La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$C = (b/2) / t_f = 3.743 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

b) Ame fléchi :

$$d / t_w = 22,48 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

c) Vérification du moment fléchissant :

$$- M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1617,281 \times 6^2}{8} = 7277,764 \text{ daN.m}$$

$$- M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 1080 \times 10^{-2}}{1,1} = 27000 \text{ daN.m}$$

➔ $M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 27000 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

d) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$- V_{sd} = \frac{q l}{2} = \frac{1617,281 \times 6}{2} = 4851,843 \text{ daN}$$

$$- V_{pl,rd} = \frac{Av_z \times \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{44.27 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 63898.24 \text{ daN}$$

→ **Vsd = 4851,843 daN < Vpl, = 63898.24daNvérifier**

e) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

• **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : Moment d'inertie de torsion

Iw : Moment d'inertie de gauchissement

Iz : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 674 \times 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{176 \times 10^9}{674 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,23 \times 90,4 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 674 \times 10^4}}$$

$$\mathbf{M_{cr} = 202975224 \text{ N.mm}}$$

• **Calcul de l'élancement géométrique λLT :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 1080 \times 10^3}{202975224}} = 105.014$$

• **Calcul de l'élancement réduit λ̄LT:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

βW = 1 pour les sections de classes 1 et 2

λ1 = 93,9ε Avec :

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{105,014}{86,388} = 1.215$$

• **Détermination de χLT:**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- **αLT = 0,21** ⇨ Pour les profils laminés.
- **αLT = 0,49** ⇨ Pour les sections soudées.

☞ AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1.215 - 0,2) + 1.215^2] = 2.19$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.19 + [2.19^2 - 1.215^2]^{0,5}} = 0.249$$

D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,249 \times 1 \times 1080 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 6729.72 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 6729.72 \text{ daN.m}$ Non vérifier

➔ On opte un IPN360

Tableau VI-7: Dimension et caractéristique de l'IPN360

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf(mm)	r 1	r 2	d (mm)	A (cm2)	P (daN/m)
360	143	13	19.5	13	7.8	290.2	97	76.1
Iy (cm4)	Wel,y(cm3)	iy (cm)	Wpl,y(cm3)	Iz (cm4)	Wel,z(cm3)	iz (cm)	Wpl,z(cm3)	
19610	1090	14.20	1276	818	114	2,90	194	

f) Vérification à l'ELU :

- La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$C = (b/2) / tf = 3.66 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Âme fléchi :

$$d / tw = 22.323 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

g) Vérification du moment fléchissant :

$$\bullet M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1617,281 \times 6^2}{8} = 7277,764 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 1276 \times 10^{-2}}{1,1} = 31900 \text{ daN.m}$$

➔ $M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 31900 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

h) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$\bullet V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1617,281 \times 6}{2} = 4851,843 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times (\frac{F_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{49.95 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 72096.614 \text{ daN}$$

→ $Vsd = 4851,843 \text{ daN} < Vpl, = 72096.614 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

i) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$Msd \leq Mb,Rd = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

• **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 818 \times 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{240 \times 10^9}{818 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,23 \times 115 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 818 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 253308503.01791 \text{ N.mm}$$

• **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 1276 \times 10^3}{253308503.01791}} = 102.1789$$

• **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec :}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{102.1789}{86,388} = 1.183$$

• **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- $\alpha_{LT} = 0,21$ ⇨ Pour les profils laminés.
- $\alpha_{LT} = 0,49$ ⇨ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1.183 - 0,2) + 1.183^2] = 2.11$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.11 + [2.11^2 - 1.183^2]^{0,5}} = 0.259$$

☞ D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,259 \times 1 \times 1276 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 8270.307 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 7277,764 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 8270.307 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

IV.2/Etude de l'acrotère

IV.2.1/Introduction :

L'acrotère est un élément 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 considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

IV.2.2/Calcul à L'ELU :

IV.2.2.1/Evaluation des sollicitations :

a) Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S$$

☞ Avec :

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

$$S = [(0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2} \right)]$$

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

• Poids propre de l'acrotère :

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

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

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

$$G = [1.725] + 0.0276 = 1.752 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1.75 \text{ kN/ml}$$

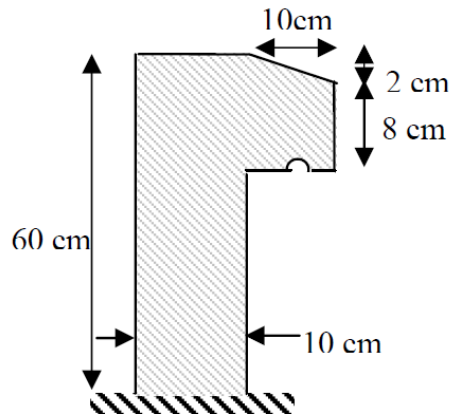


Figure IV.7 : Coupe verticale de l'acrotère

b) Surcharge d'exploitation :

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

c) Effort normal N du au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1,75 \text{ KN}$$

d) Moment fléchissant M du à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1$$

$$M_Q = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

e) Effort tranchant :

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

f) Schéma statique :

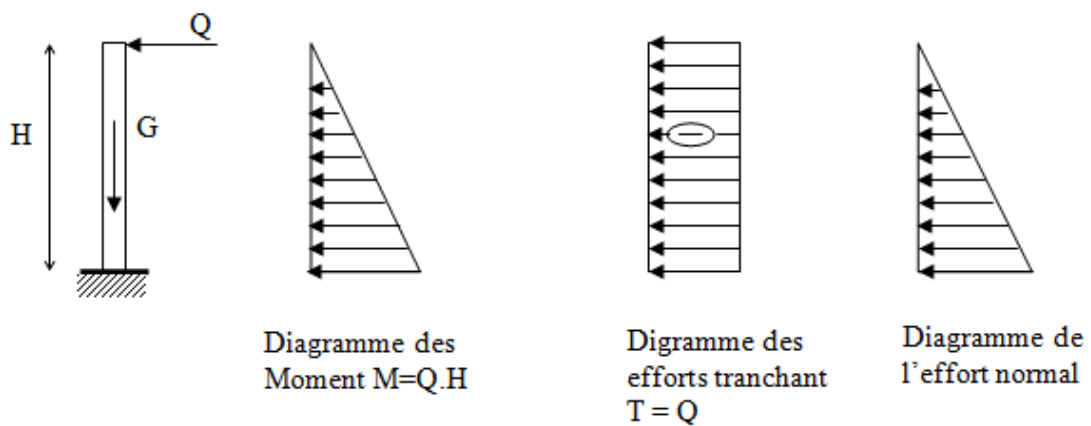


Figure IV.8 : Diagramme des efforts d'acrotère

IV.2.2/Combinaison de charge :

IV.2.2.1/A L'ELU :

la combinaison est : **1,35 G + 1,5 Q**

a) effort normal de compression :

- $N_u = 1,35 G$

- $N_u = 1,35 \times 1,75$

→ $N_u = 2,362 \text{ Kn}$

b) Moment de flexion :

- $M_u = 1,5 \times M_Q$

- $M_u = 1,5 \times 0,6$

$$\rightarrow Mu = 0,9 \text{ kN.ml}$$

c) Effort tranchant :

$$- Tu = 1,5 \times T$$

$$- Tu = 1,5 \times 1$$

$$\rightarrow Tu = 1,5 \text{ KN}$$

IV.2.2.2/A L'ELS :

la combinaison est : **G + Q**

a) Effort normal de compression :

$$- Ns = G$$

$$Ns = 1,75 \text{ kN}$$

b) Moment de flexion :

$$- Ms = M_Q$$

$$\rightarrow Ms = 0,6 \text{ kN.m}$$

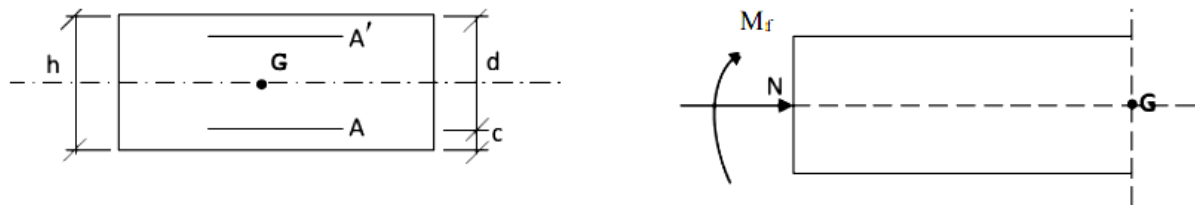
c) Effort tranchant :

$$- Ts = T$$

$$\rightarrow Ts = 1 \text{ KN}$$

IV.2.3 /Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment Mf



☞ Soit :

d) c : enrobage

e) e : Excentricité

f) M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

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

IV.2.3.1 /Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2,362} = 0,381 \text{ m} = 38,10 \text{ cm}$$

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

$$\Leftrightarrow \frac{Mu}{Nu} = 38,10 > 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

IV.2.3.1.1/Calcul en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 2.362 \times 0.41 = 0.9684 \text{ KN} \Rightarrow \text{avec: } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 0,38 + 0,03 = 0,41 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,9684 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 10.65 \times 10^{-3}$$

$$\mu = 10.65 \times 10^{-3} < \mu_l = 0,392$$

⇒ **S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section)**

✓ On a : $\mu = 10.65 \times 10^{-3}$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - (1 - \sqrt{1 - 2 \mu u})] = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 79.6 \text{ mm} = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$$

❖ Armature fictives : (flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,9684 \times 10^3}{8 \times 348} = 0,347 \text{ cm}^2$$

Armature réelles : (flexion composée)

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0,3477 - \frac{2362}{348 \times 100} = 0,280 \text{ cm}^2$$

IV.2.3.1.2 / Vérification a L'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,280 < A_{\min} = 0,966 \longrightarrow$ 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 :

$$A_s = A_{\min} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de repartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

→ Soit $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification au cisaillement :** (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

la fissuration est préjudiciable , on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

○ $\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

- $\bar{\tau} = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa})$
 $\Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \text{avec : } V_u = 1,5Q$

- $\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$
- $\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ (pas de risque de cisaillement)
- ❖ **Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

- $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$
- $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \Rightarrow \text{Avec } \psi_s = 1,5$

☞ **Avec :**

- ψ_s coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1.5$)
- $\sum \mu_i$ Somme des périmètres utiles des barres $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$
- $\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa}$

➔ $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ (condition vérifier)

→Donc pas de risque d'entrainement des barres

❖ **Ancrage des armatures :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit(Ls).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$

On opte pour $L_s = 30 \text{ cm}$

❖ **Espacement :**

1) **Armature principales :**

- $St < \min (3h ; 33 \text{ cm})$
- $St < \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$
- $St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

2) **Armature de répartition :**

- $St < \min (4h ; 45 \text{ cm})$
- $St < \min (40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$
- $St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

IV.2.3.1.3 /Vérification a L'ELS :

❖ **Calcul du centre de pression :**

$$- e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,6}{1,75} = 0,342 \text{ m} = 34,2 \text{ cm}$$

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

$$\frac{M_s}{N_s} = 34,2 > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1$$

$$\text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \quad \Leftrightarrow \quad \beta = 0,920 \quad K_1 = 47,50 \quad \alpha_1 = 0,24$$

☞ on aura :

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 201} = 40,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{40,55}{47,50} = 0,853 \text{ MPa}$$

➔ $\sigma_{bc} = 0,853 \text{ MPa} < \sigma_s = 15 \text{ MPa}$ (condition vérifier)

❖ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier :**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max ; \left(0,5 f_e ; 100 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,55 \text{ MPa}$$

➔ $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (condition vérifier)

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

L'action des forces horizontales «Fp» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q». Le RPA2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA2003})$$

☞ Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

(A = 0.25, en zone III, groupe d'usage 2)

G_p : poids de l'acrotère égale à : G_{acrotère} = 1.75kN/ ml

C_p (facteur de force horizontale) = 0.8

D'où : F = 4 × 0,25 × 0,8 × 1,75 = 1.4 KN /ml

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p, d'où le ferrailage adopté précédemment est suffisant.

IV.2.4/ Schéma de ferrailage :

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec S_t= 20 cm
- Armatures de répartition 4HA8/ ml, avec S_t= 25 cm

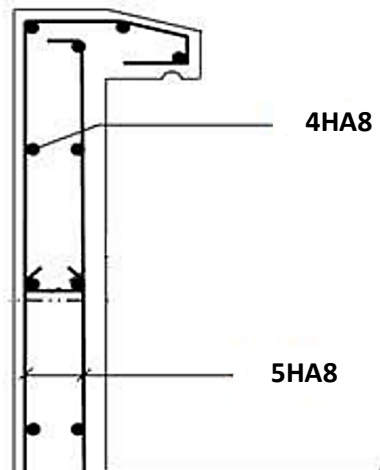
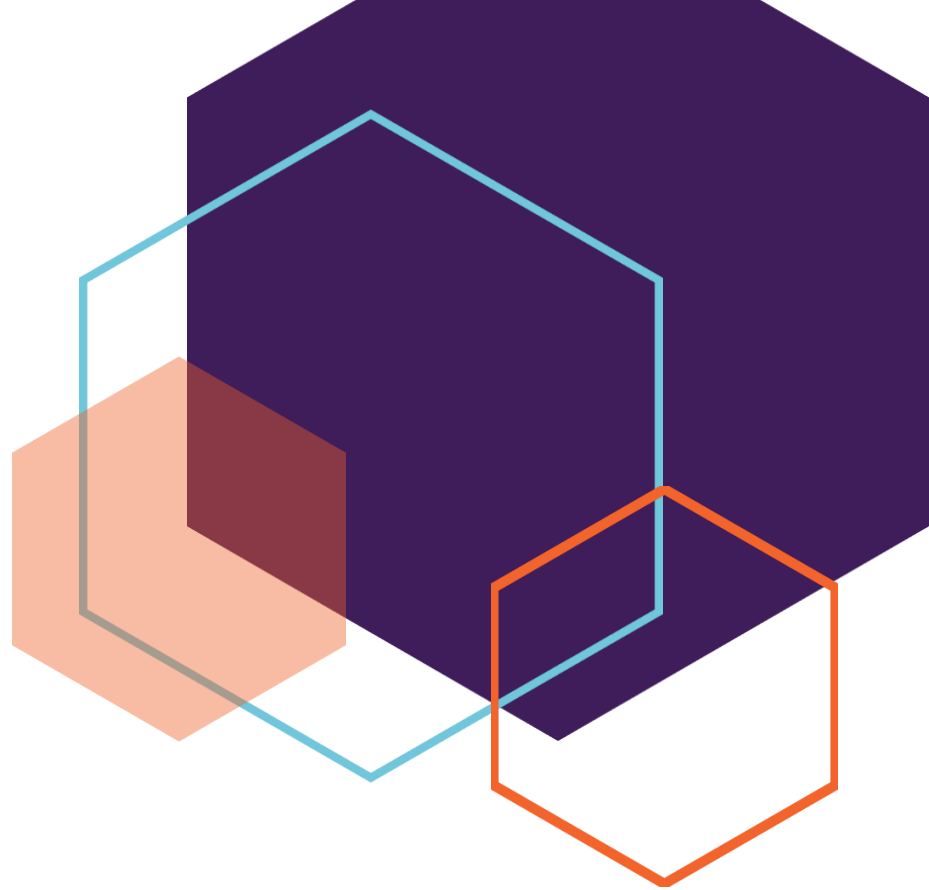
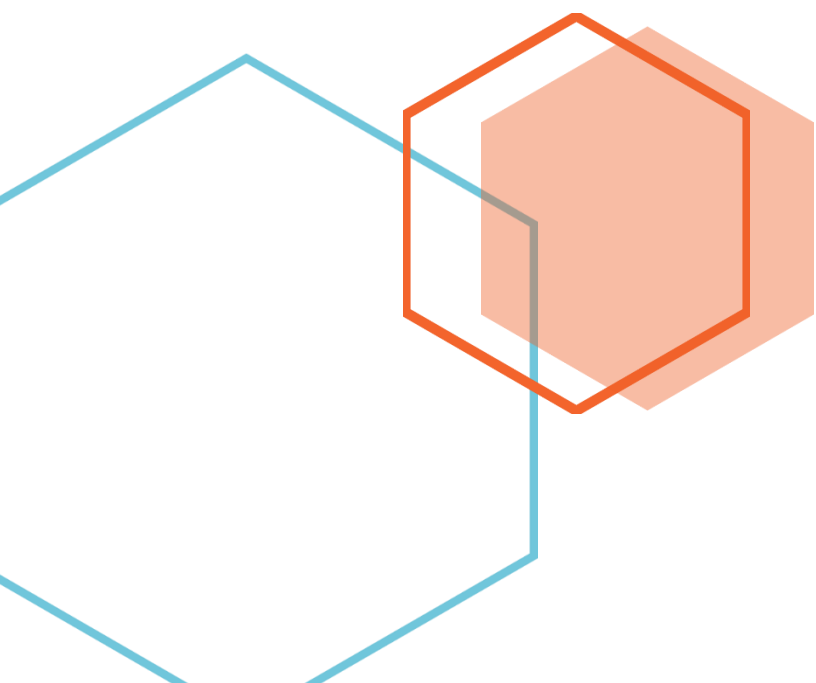


Figure IV.9: Ferrailage de l'acrotère



Chapitre V:

Etude du Plancher Mixte



Chapitre V : Etudes de Plancher Mixte

Introduction

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m^2 . Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux. Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

V.1/Etude du plancher mixte à dalle collaborante :

Le calcul est fait selon l'Eurocode 4, qui exige deux vérifications :

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade de définitif.

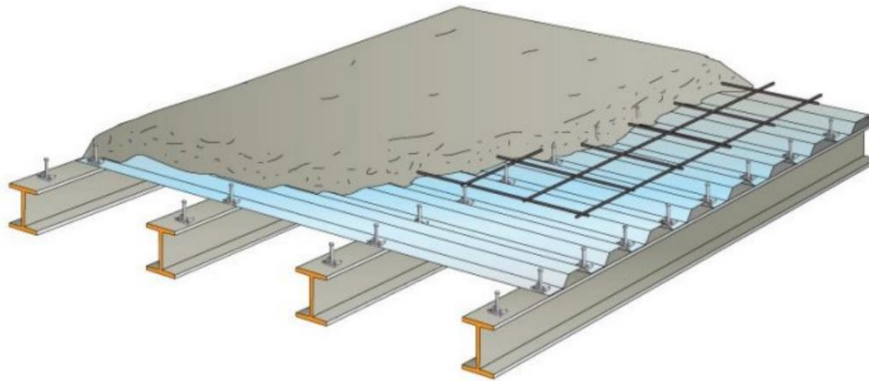


Figure V-1 : Eléments constructifs du plancher mixte

V.2/ Notations et dimensions linéaires :

Les planchers de notre bâtiment ont une portée de 6m.

Pour faire une étude technique sur un plancher mixte, on fait une section transversale dans le plancher, et nous obtenons la figure V-1 et on suppose que :

-La liaison entre l'acier et le béton est rigide. Les deux matériaux ne peuvent glisser l'un sur l'autre, ils en sont empêchés par les connecteurs.

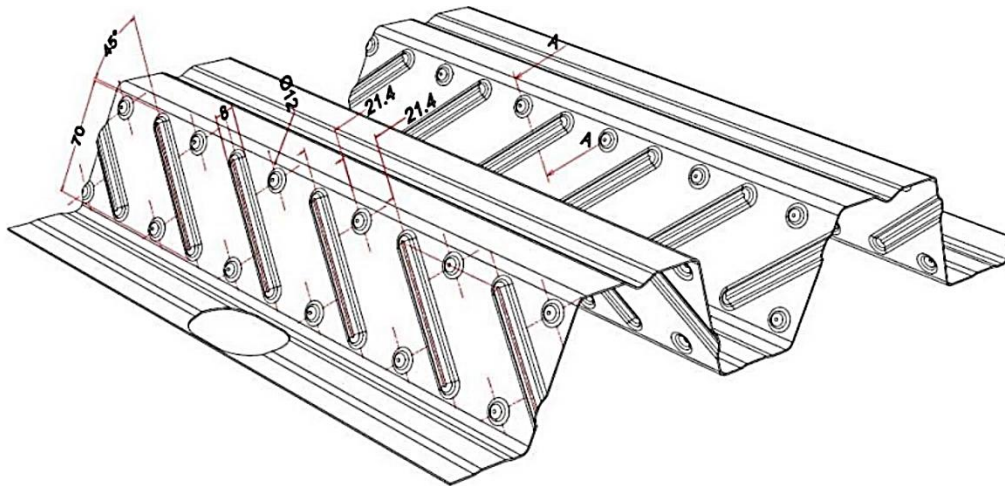


Figure V-2 : Les dimensions de la dalle collaborante

Tableau V-1 : Caractéristiques du bac d’acier cofraplus55

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN /m2)
5	55	150	750	1	12.83

V.3/Etude des solives :

V.3.1/Au stade de montage :

V.3.1.1/Evaluation des charges :

Tableau-V-2 : évaluation des charges.

Charges	Permanente	Poids propre de la solive..... $g_s=26,2$ daN/m. Poids de la tôle(Cofraplus 55)... $g_p=12.83 \times 1 \cong 13$ daN/m. Poids propre de la dalle..... $g_c=0,12 \times 2500 \times 1=300$ daN/m	G = 339.2daN/m
	Exploitation	une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),.... $q=100 \times 1 =100$ daN/m.	Q=100 daN/m
Combinaison	ELU	$q_{sd}=1,35G+1,5Q$	q = 607.92 daN/m
	ELS	$q =G+Q$	q = 439.2daN/m

V.3.1.2/ vérifications à la résistance(ELU) :

V.3.1.2.1/Détermination de la classe de la section IPE220 :

a) Semelle comprimée :

$b=110$ mm

$t_f=9,2$ mm

$C=b/2=110 / 2 =55$ mm

$C/tf=55 / 9,2 = 5,97 \text{ mm} < 9\epsilon = 9 \times 0,924 = 8,32$ donc : la semelle est de classe 1.

b) Ame fléchi :

$$d=h-(2(tf+r))=177,6 \text{ mm}$$

$$tw= 5,9 \text{ mm}$$

$$d/tw=177,6 / 5,9 = 30,10 \text{ mm} < 72\epsilon = 72 \times 0,924 = 66,52 \text{ donc : l'âme est de classe 1.}$$

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

V.3.1.2.2/Vérification de l'effort de tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{607,92 \times 6}{2} = 1823,76 \text{ daN}$$

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

☞ Avec :

$$A_v = A - [2b \times tf + (tw + 2r) \times tf] = 12,39 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{12,39 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 17883,42 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1823,76 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17883,226 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifié)}$$

V.3.1.2.3/Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$\blacksquare M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{607,92 \times 6^2}{8} = 2735,64 \text{ daN.m}$$

$$\blacksquare M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 275}{1,1} = 71250 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2735,64 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 71250 \text{ daN.m} \text{ (Condition vérifié)}$$

V.3.1.3/Vérification à l'ELS :

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

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

$$\bar{f} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4,3920 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 1,2731 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1,2731 \text{ cm} < \bar{f} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifié)}$$

V.3.2/ Au stade finale :

V.3.2.1/ Plancher étage courant :

V.3.2.1.1/ Evaluation des charges :

Tableau V-3 : évaluation des charges.

Charges	Permanente	Cloison de répartition $e_p= 10$ cm90 daN /m ² Revêtement en carrelage (2 cm)40 daN /m ² Mortier de pose (2 cm).....40 daN /m ² Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m ² Poids de la dalle e_p (12cm).....300 daN /m ² Cofraplus 55.....13 daN /m ² Faux plafond.....10 daN /m ² Poids de la solive.....26.2daN/m	G = 535.2 daN/m
	Exploitation	$Q=150$ daN/m ²	Q= 150daN/m
Com binai	ELU	$q =1,35G+1,5Q$	q = 947.52daN/m
	ELS	$q =G+Q$	q = 685,2 daN/m

V.3.2.1.2/ Caractéristiques de la dalle mixte :

a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}) :

$b_{eff} = \min (2L_0/8 ; e)$

☞ Avec :

✓ $L_0=L$: la longueur de la solive

✓ $b_{eff}=\min (2L_0/8 ; e)=\min(1,5 ; 1)=1$ m

✓ e : entres axes des solives ; $e=1$ m

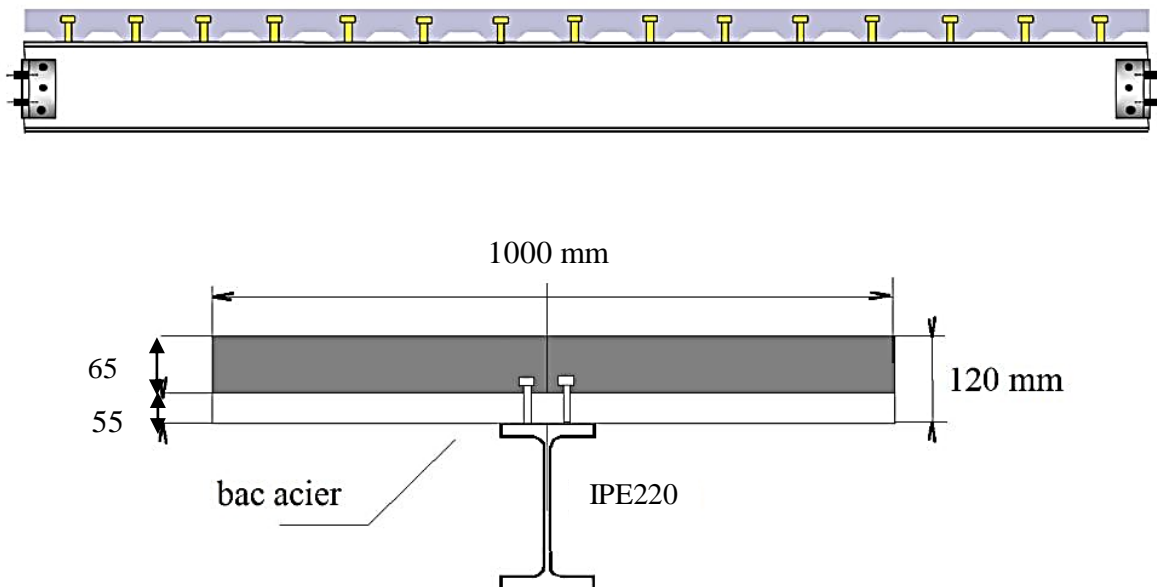


Figure V-3 : La largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

☞ Avec :

- A : section de l'IPE220 = 33,4 cm²
- B : section de la dalle en béton = 12x100 = 1200 cm²
- n : coefficient d'équivalence : n=15

☞ Donc :

$$S = 33,4 + 1200 / 15 = 113,4 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{S = 113,4 \text{ cm}^2}$$

V.3.2.1.3/ vérifications à l'ELU :**V.3.2.1.3.1/ Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

☞ Avec :

- $V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{947,52 \times 6}{2} = 2842,56 \text{ daN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$

☞ Avec :

$$A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) x t_f] = 12,39 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{12,39 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 17883,42 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 2842,56 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17883,226 \text{ daN} \text{ (Condition vérifié)}$$

V.3.2.1.3.2/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

☞ Avec :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{947,52 \times 6^2}{8} = 4263,84 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 275}{1,1} = 71250 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 4263,84 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 71250 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifié)}$$

a) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):**• Résistance de la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{33,4 \times 2750}{1,1} = 83500 \text{ daN}$$

• Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$$\checkmark h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$\checkmark f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 1 \times 250}{1,5} = 161500 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

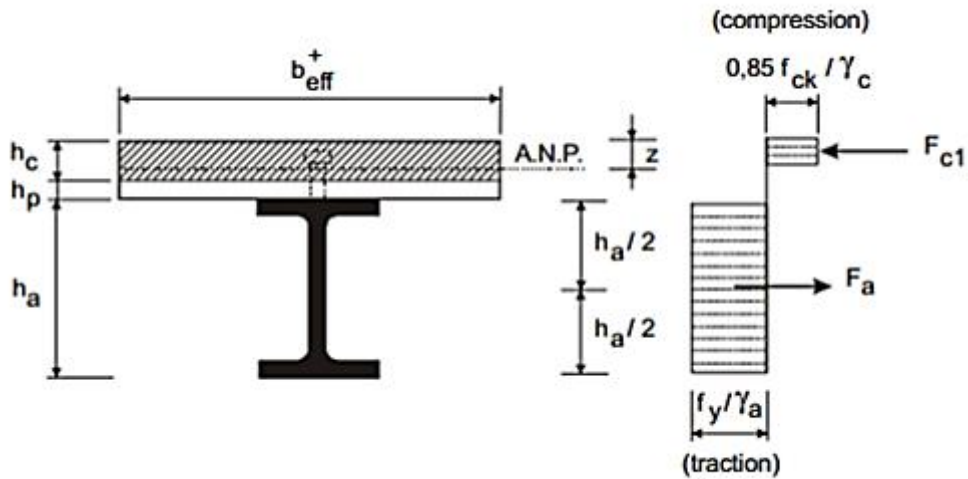


Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

d'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \cdot \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{83500}{14166,66} = 5,89 \text{ cm} \rightarrow Z = 5,89 \text{ cm}$$

b) Vérification du moment de résistance plastique :

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

Avec :

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

$$H_c = 0.95 t = 0.95 \times 120 = 114 \text{ mm}$$

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{33,4 \times 2750}{1,1} \times \left(\frac{0,220}{2} + 0,114 + 0,55 - \frac{0,0589}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 20837,425 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 4263,84 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 20837,425 \text{ daN.m} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifié})$$

V.3.2.1.4/ vérifications à l'ELS :

V.3.2.1.4.1/ Vérification de la flèche :

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

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

- 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.

$$I_y = IA + Ad^2 + \frac{IB}{n} + \frac{\text{beff} \times hc}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

☞ Avec :

- IA : inertie propre de l'IPE220 ; $I_A = 2772 \text{ cm}^4$
- hc : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$
- \sqrt{IB} : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{\text{beff} \times hc^3}{12} = \frac{100 \times 11,4^3}{12} = 12346,2 \text{ cm}^4$
 - 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 :

$$d = \frac{\left(\frac{\text{beff} \times hc}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right)}{\left(Aa + \frac{\text{beff} \times hc}{n} \right)}$$

$$d = \frac{\left(\frac{100 \times 11,4}{15} \left(12 + \frac{22}{2} \right) \right)}{\left(33,4 + \frac{100 \times 11,4}{15} \right)}$$

d = 16,31 cm

☞ Donc :

$$I_y = 2772 + 33,4 \times (16,31)^2 + \frac{12346,2}{15} + \frac{100 \times 11,4}{15} \times \left(\frac{12+18}{2} - 16,31 \right)^2 = 12678,54 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 685,2 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 12678,54} = 0,434 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,434 \text{ cm} < \bar{f} = 2,4 \text{ cm}$ (Condition vérifié)

V.3.2.2/ Plancher terrasse :

V.3.2.2.1/ Evaluation des charges :

Tableau V- 4 :évaluation des charges.

Charges	Permanente	Protection gravier roulée (5 cm).....85 daN /m ² Etanchéité multicouche (5 cm).....12 daN /m ² Béton de pente (10 cm).....220 daN /m ² Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m ² Poids de la dalle ep (12cm).....300 daN /m ² Cofraplus 5513 daN /m ² Faux plafond10 daN /m ² Poids de la solive.....26.2 daN/m ²	G = 682,2 daN/m
	Exploitation	Q=100daN/m ²	Q= 100daN/m
	Neige	N = 9.92 daN/ m ²	N = 9.92 daN/ m
Combi naison	ELU	q=1,35G+1,5N+1,5 × Q× 0,67	q = 1036.35daN/m
	ELS	q =G+N +Q × 0,67	q =759.12 daN/m

V.4.2.2.2/ vérifications à l'ELU :**a) vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

☞ Avec :

$$\cdot V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{1036,35 \times 6}{2} = 3109,05 \text{ daN}$$

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

☞ Et :

$$\cdot A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) t_f] = 12,39 \text{ cm}^2$$

$$\cdot V_{pl,rd} = \frac{12,39 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 17883,424 \text{ daN}$$

➔ $V_{sd} = 3109,05 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17883,424 \text{ daN}$(Condition vérifié)

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$

☞ Avec :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1036,39 \times 6^2}{8} = 4663,57 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 275}{1,1} = 71250 \text{ daN.m}$$

➔ $M_{sd} = 4663,57 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 71250 \text{ daN.m}$ (Condition vérifié)

V.3.2.2.3 / Vérifications à l'ELS :

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

$$f_{max} = \frac{5q_l^4}{384EI} = \frac{5 \times 759,12 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 12678,54} = 0,481 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm}$$

$f_{max} < \bar{f}$ (Condition vérifié)

V.4/ Calcul de la connexion Acier-béton :

La sécurité des poutres mixtes dépend essentiellement de l'efficacité du système de connexion car la plupart des ruptures observées se produisent à l'interface de liaison (acier-béton). Il est, donc, nécessaire de développer des nouveaux systèmes de connexion d'une majeure facilité de mise en œuvre sur chantier, plus performants, économiques et compétitifs que ceux de la connexion classique.

Les poutres mixtes sont des éléments porteurs fléchis constitués d'une poutre en acier supportant une dalle en béton. Il est évidemment préférable de faire participer chacun de ces matériaux de façon optimale en tenant en compte leur comportement physique. Sachant que le béton a une bonne résistance à la compression, mais sa résistance à la traction est très faible et elle peut être négligeable. L'acier se comporte bien à la compression qu'à la

traction, mais l'élançement souvent élevé des éléments le rend sensible à des phénomènes d'instabilité dans les zones comprimées.

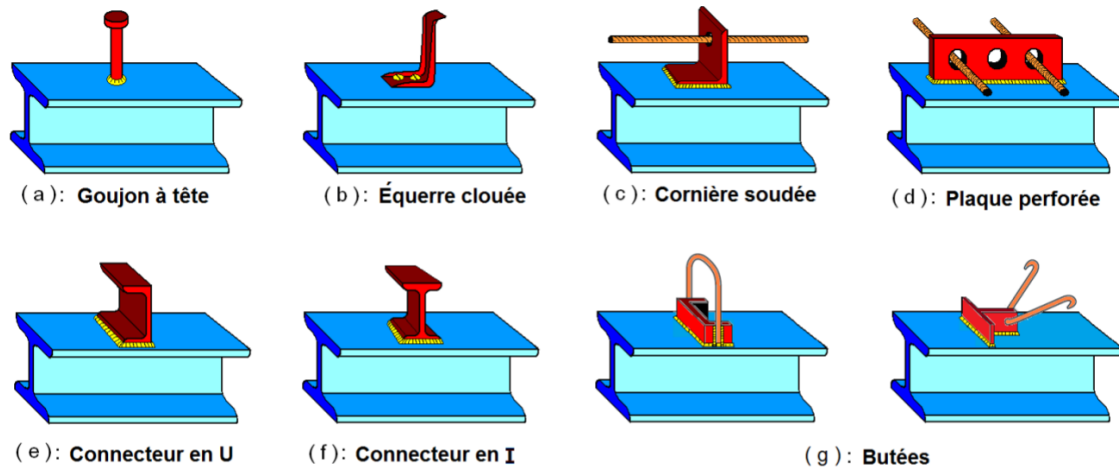


Figure V-5 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes

V.4.1/ Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4 [06] :

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 $hg=90\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$



Figure V-6 : Goujons d'ancrage M16 x 90 mm

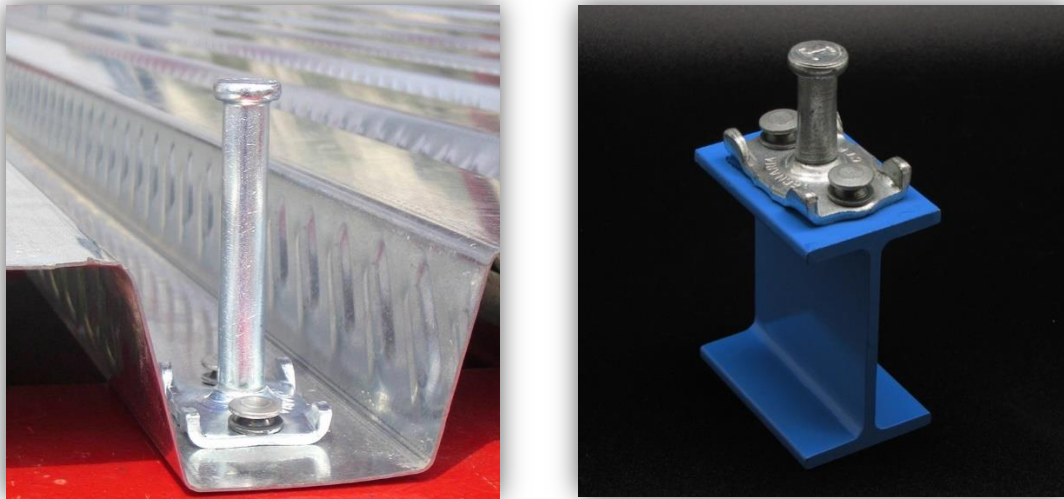


Figure V-7:Goujons d'ancrage acier-beton

V.4.2/ Calcul du Nombre de connecteurs n :

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

avec :

VI : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

Prd : La résistance de calcul d'un connecteur.

V.4.2.1/Calcul de la résistance d'un connecteur :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd}(1) = 0,8x f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \\ p_{rd}(2) = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right. \dots\dots \text{(EC4 Formule 6.13 et 6.14).}$$

☞ Avec :

- d= 16mm : Le diamètre du fût du goujon.
- $F_u = 430 \text{ N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- $F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.
- $E_{cm} = 22000(f_{ck} / 10)^{0.3} = 31476 \text{ Mpa}$: La valeur moyenne du module sécant du béton.
- hg =90mm : La hauteur hors-tout du goujon.
- $hg/d = 90/16 = 5,62 > 4$, donc $\alpha = 1$.
- $\gamma_v = 1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

☞ Avec :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd}(1) = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 16^2}{4 \times 1,25} = 55332,243 \text{ N} \\ p_{rd}(2) = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25} \times \sqrt{31476} \times \frac{1}{1,25} = 52685,089 \text{ N} \end{array} \right.$$

☞ D'où :

$$Prd = P_{rd(2)} = 52685,89 \text{ N}$$

V.4.2.2/Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_l = F_{cf} \dots\dots\dots \text{(EC4 Formule 6.6)}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} Aa \times f_y / \gamma_a = 26,2 \times 275 \times 102 / 1,1 = 655000 \text{ N} \\ 0,85 \times (f_{ck} / \gamma_s) \times b_{eff} \times hc = 0,85(25 / 1,15) \times 1000 \times 114 = 1011130,43 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{cf} = 655000 \text{ N}$$

- Aa: aire de l'élément structural IPE220 = 26,2 cm²
- f_y : 275 MPa (S275)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15
- F_{ck} = 25 Mpa : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

☞ D'où :

$$n = \frac{655000}{52685,089} = 12.43$$

➔ On opte pour **n=13** goujons

V.4.2.3/Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :

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 l'EC4.4.1.2, 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 : $L_{cr} = \frac{L}{2}$

$$\text{On aura : } S = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{L}{2n} = \frac{600}{2 \times 13} = 23.07 \text{ cm}$$

$$S = 23.07 \text{ cm}$$

V.5/ Etude des poutres principales IPE360:**V.5.1 / Vérification au stade de montage :****V.5.1.1 / Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives R_s :**

C'est l'action des solives au niveau des poutres maitresse, R_s est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right)$$

☞ Avec :

- L₁ = 6 m
- L₂ = 4 m
- Longueur de deux solives consécutives (on choisira les deux portées les plus longues)

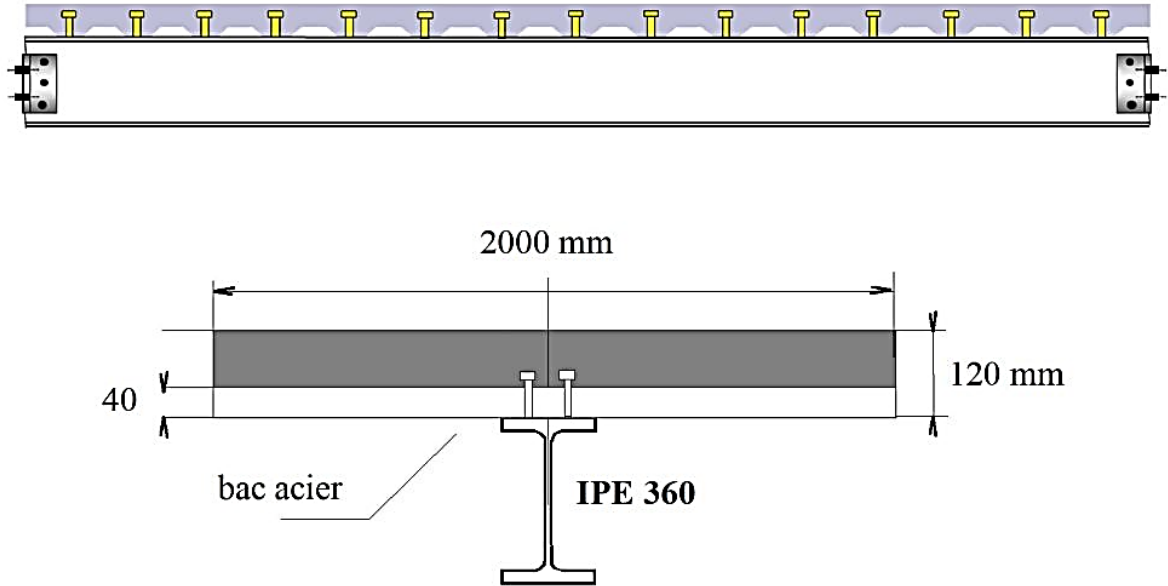


Figure V-8 : La largeur participante de la dalle en béton (beff)

Tableau V -5 :Evaluation des charges.

	q_{sd} (daN/m)	R_s (daN)	$q_{eq} = R_s / e$ (daN/m)
ELS	439,20	2197,95	2197,95
ELU	607,92	3042,23	3042,23

V.5.1.2/ Vérifications à'ELU:

V.5.1.2.1/ vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

☞ Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{3042,23 \times 6}{2} = 9126.69 \text{ daN}$$

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

☞ Et :

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

- $A_v = 72,7 \times 10^2 - ((2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 18)(12,7))$
- $A_v = 2621,8 \text{ mm}^2 = 26,218 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{26,218 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 37842,423 \text{ daN}$$

➔ $V_{sd} = 9126.69 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 37842,423 \text{ daN}$ (Condition vérifié)

V.5.1.2.2/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

☞ Avec :

- $M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{3042,23 \times 6^2}{8} = 13690,035 \text{ daN.m}$
- $M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1,1} = 254750 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 13690,035 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 254750 \text{ daN.m}$ (Condition vérifié)

V.5.1.3/ vérifications à l’ELS :

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 21,979 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 16270} = 1,085 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm}$$

$f_{max} < \bar{f}$(Condition vérifié)

V.5.1.4/ Vérification au déversement :

Le déversement est empêcher par la tôle souder sur la poutre, donc la poutre en **IPE360**est vérifier au stade de montage.

V.5.2/ Vérification au stade final :

V.5.2.1/ Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs :

Tableau V-6 : évaluation des charges.

	q_{sd} (daN/m)	Rs (daN)	q_{eq} = Rs / e (daN/m)
ELS	685,2	3426	3426
ELU	947,52	4737,6	4737,6

V.6.2.2/ Caractéristiques de la dalle mixte :

V.6.2.2.1/ calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

b_{effe}=min (2L₀/8 ; e) avec :
 L₀=L : la longueur de la poutre principale (6m)
 e : entres axes des poutres principales e = 6m
 b_{effe}=min (2L₀/8 ; e)=min(1,5 ; 6)=1,5 m

V.5.2.2.2/ Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

☞ Avec :

- A : section de l’IPE360=72,7 cm²
- B : section de la dalle en béton =12x150=1800 cm²
- n : coefficient d’équivalence : n=15

☞ Donc :

$$S = 72,7 + 1800 / 15 = 192,7 \text{ cm}^2$$

V.5.2.3/ Vérifications à l’ELU :

V.5.2.3.1/ Vérification de l’effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

☞ Avec :

$$\bullet V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4737,6 \times 6}{2} = 14212,8 \text{ daN}$$

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

☞ Avec :

$$\bullet A_v = A - [2b \times tf + (tw + 2r) \times tf]$$

$$\bullet A_v = 72,7 \times 10^2 - ((2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 18) (12,7))$$

$$\bullet A_v = 2621,8 \text{ mm}^2 = 26,218 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{26,218 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 37842,423 \text{ daN}$$

➔ $V_{sd} = 14212,8 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 37842,423 \text{ daN}$(Condition vérifié)

V.5.2.3.2/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

☞ Avec :

$$\bullet M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4737,6 \times 6^2}{8} = 21319,2 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1,1} = 254750 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 21319,2 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 254750 \text{ daN.m}$ (Condition vérifié)

V.5.2.3.2.1/ Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

a) Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{72,7 \times 2750}{1,1} = 181750 \text{ daN}$$

b) Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

☞ Avec :

$$\bullet h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$\bullet f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 150 \times 250}{1,5} = 242250 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

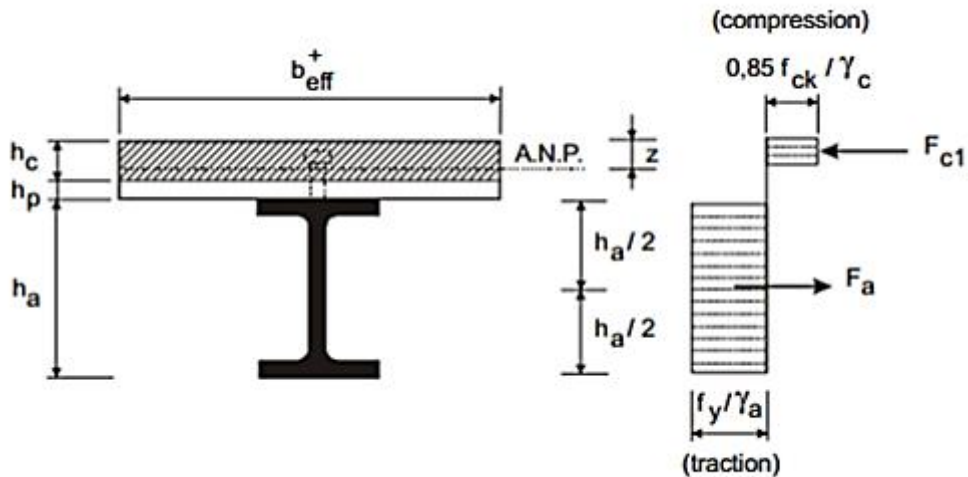


Figure V-8: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

☞ d'où :

$$Z = \frac{Aa \times f_y}{\gamma_a} \cdot \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = 181750 \div 21250 = 8,55 \text{ cm}$$

$$Z = 8,55 \text{ cm}$$

V.5.2.3.3/Vérification du moment de résistance plastique :

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

$$M_{ply,Rd} = Fa \left(\frac{h}{2} + hc + hp - \frac{Z}{2} \right) = \frac{Aa \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + hc + hp - \frac{Z}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{72,7 \times 2750}{1,1} \left(\frac{0,36}{2} + 0,114 + 0,055 - \frac{0,0855}{2} \right) = 55660,937 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 21319,2 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 55660,937 \text{ daN.m} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifié})$$

V.5.2.3.3.1/Vérfications à l'ELS :

a) Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \dots\dots\dots(\text{Condition à vérifier})$$

☞ Avec :

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

Calcul du moment d'inertie I :

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

☞ Avec :

- I_A : inertie propre de IPE360 ; I_A=16270cm⁴

- h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$
- I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff} h_c^3}{12} = \frac{100 \times 11,4^3}{12} = 12346,22 \text{ cm}^4$
- 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 :

$$- d = \left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[Aa + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \right]$$

$$- d = \left[\frac{100 \times 11,4}{15} \left(12 + \frac{36}{2} \right) \right] \div \left[72,7 + \frac{100 \times 11,4}{15} \right]$$

$$d = 15,33 \text{ cm}$$

☞ Donc :

$$I_y = 16270 + 72,7 \times 15,33^2 + \frac{12346,22}{15} + \frac{100 \times 11,4}{15} \times \left(\frac{12+36}{2} - 15,33 \right)^2 = 2574547,804 \text{ cm}^4$$

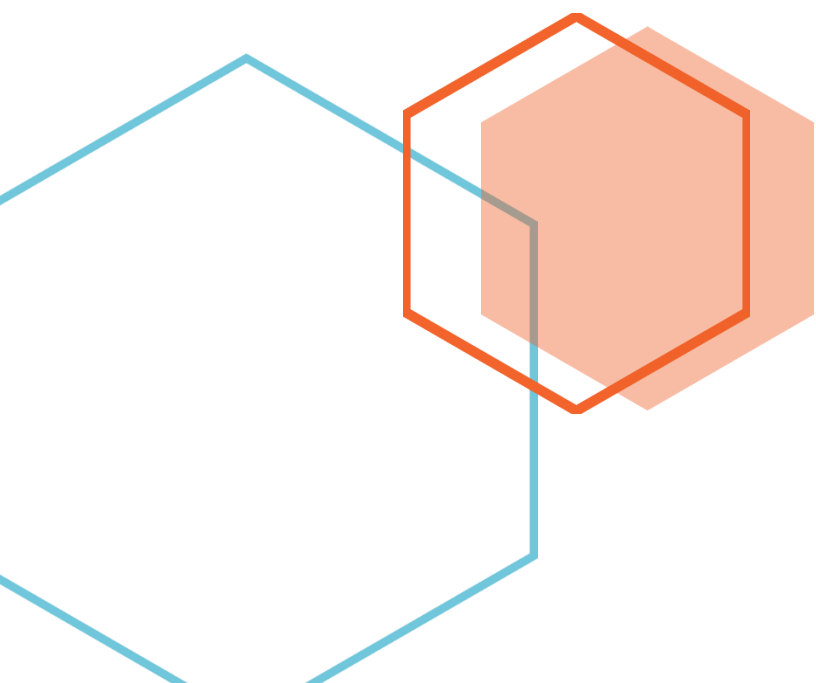
$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 3426 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2574547,804} = 0,0107 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

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



Chapitre VI:
Pré dimensionnement
des contreventements



Chapitre VI :**Pré dimensionnement des contreventements****VI.1/Introduction :**

Le contreventement est l'ensemble des dispositifs permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales. C'est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage. La compréhension du phénomène et des problématiques liées est un préalable nécessaire par sa conception et son dimensionnement.

Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge extérieure et notamment sous l'action des charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismique, les dus aux ponts roulants, chocs)

Autrement dit la conception générale d'une structure, ainsi que de chacun de ses composant, doivent permettre fondations. D'assurer la descente des charges horizontales depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations

VI.2/Ossatures avec triangulation à barres centrées :

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

VI.3/Notre palé de stabilité

Notre structure possède deux type de palées de stabilité, ces derniers sont chargés par les réactions des poutres principales et les efforts horizontaux dues au freinage ou l'accélération du pont.

Les fonctions principales des palées de stabilité dans notre structure sont les suivantes :

- ❖ Transmettre les actions horizontales du vent jusqu'au sol,
- ❖ Transmettre toutes les forces de frottement exercées par le vent sur les parois du même plan que le palé de stabilité au sol.
- ❖ De fournir la stabilité pendant le montage.
- ❖ Limiter les déformations des ouvrages pour respecter les critères de déformabilité admissible imposée par les règlements.

VI.4/Dimensionnement des palles de stabilités avec robot structural 2019 :

Précédemment, nous avons modélisé la structure complète et étudié le comportement de la structure sous diverses sollicitations. Maintenant nous passons à l'étape de dimensionnement des palles de stabilités, où nous allons vérifier les différentes barres des pales en tenant

compte de la norme CM66. Aussi, avant de continuer, il est important de s'arrêter sur les notions de barre, type de barre, pièce et famille afin d'explicitier ces différents termes :

- **Barre** : Les paramètres de définition des barres sont relatifs à la géométrie (position, dimensions, sections), ainsi qu'au matériau. Ces paramètres sont nécessaires pour le calcul RDM.

- **Type de barre** : Les paramètres de définition des types de barres sont relatifs au flambement, au déversement et à la limitation de service. Ces paramètres sont nécessaires pour le dimensionnement par rapport aux normes.

- **Pièces** : Une pièce est définie pour chaque barre (ou plusieurs barres dans le cas d'une super-pièce) et intègre de ce fait les paramètres concernant la géométrie et le dimensionnement.

- **Famille** : Une famille regroupe une ou plusieurs pièces. Par exemple pour une table, nous pourrions considérer la famille Pied. Ainsi, la modification d'une pièce appartenant à la même famille se rapportera sur les autres pièces de la famille.

Pour débiter le dimensionnement de notre portique, il nous faut maintenant définir les types de barres, les pièces et les familles relatives à la traverse et aux poteaux de notre structure. Pour cela, dans la liste des bureaux disponibles, sélectionner **Géométrie > Dimensionnement > Dimensionnement acier/Aluminium**

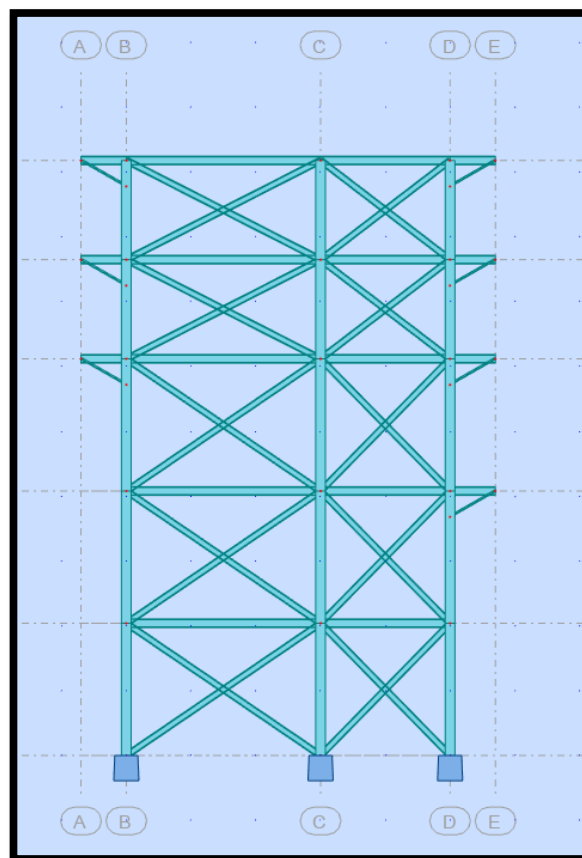


Figure VI.1 : Contreventements en X du Pignon

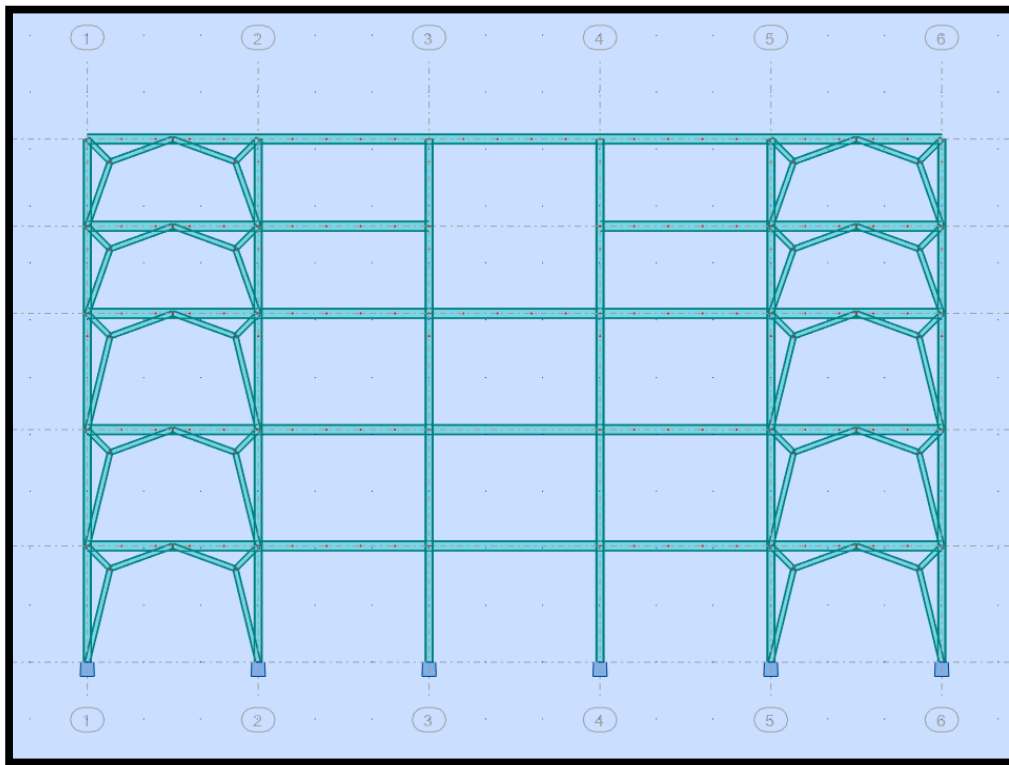


Figure VI.2 : Contreventements en V du Long-Pan

9.a : Système d'ossature contreventée par palées triangulées en X : (RPA99/Version 2003Art 9)

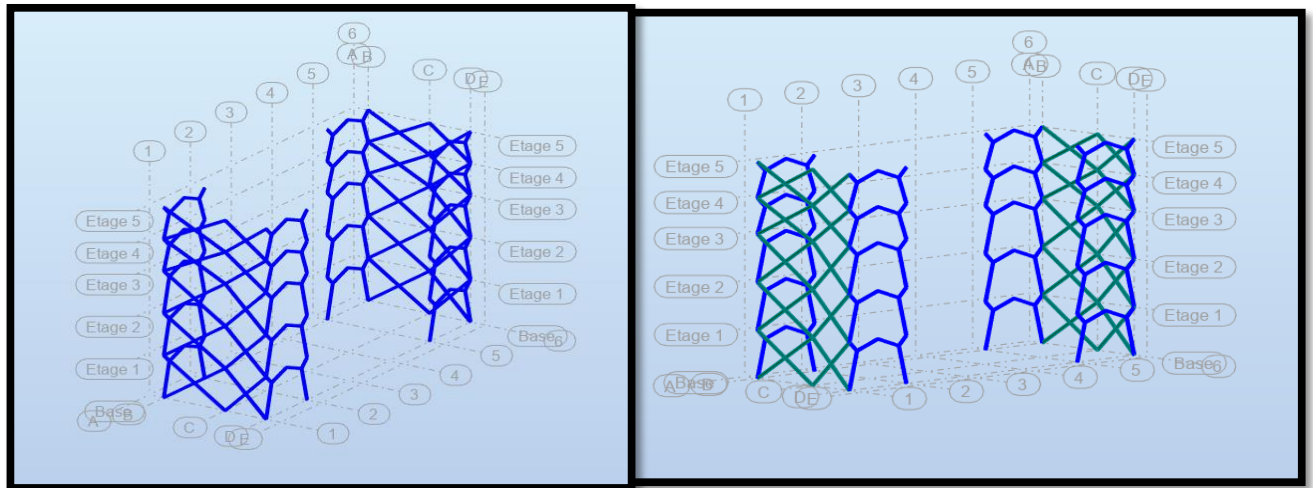
Dans ce système, pour un nœud d'une palée, les axes de la diagonale, de la poutre et du poteau convergent en un seul point situé sur le centre du nœud. Dans ce système, on considère que parmi toutes les diagonales d'une palée, seules celles tendues interviennent dans la résistance et le comportement dissipatif de cette palée vis-à-vis de l'action sismique.

9.b. : système d'ossature contreventée par palées triangulées en V : (RPA99/Version 2003Art 9)

Dans ce système, les poutres de chaque palée sont continues et le point d'intersection des axes des diagonales de la palée se situe sur l'axe de la poutre. La résistance et la capacité de dissipation de la palée vis-à-vis de l'action sismique sont fournies par la participation conjointe des diagonales tendues et des diagonales comprimées.

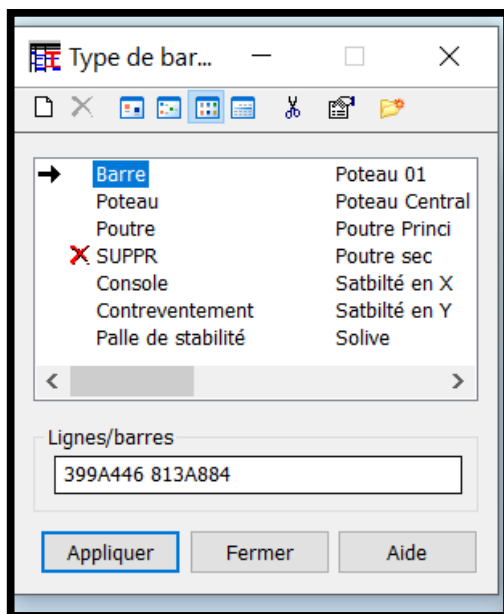
VI.4.1/ Création du type de barre pour les Palés de stabilité triangulés X et V :

En premier lieux on sélectionne les palés de stabilité avec la fonction sélectionner similaires >> Sélectionner par section ; puis on désélectionne une palle et on laisse un autre en second lieux on étudie le palé de stabilité en V comme dans les figures suivantes :

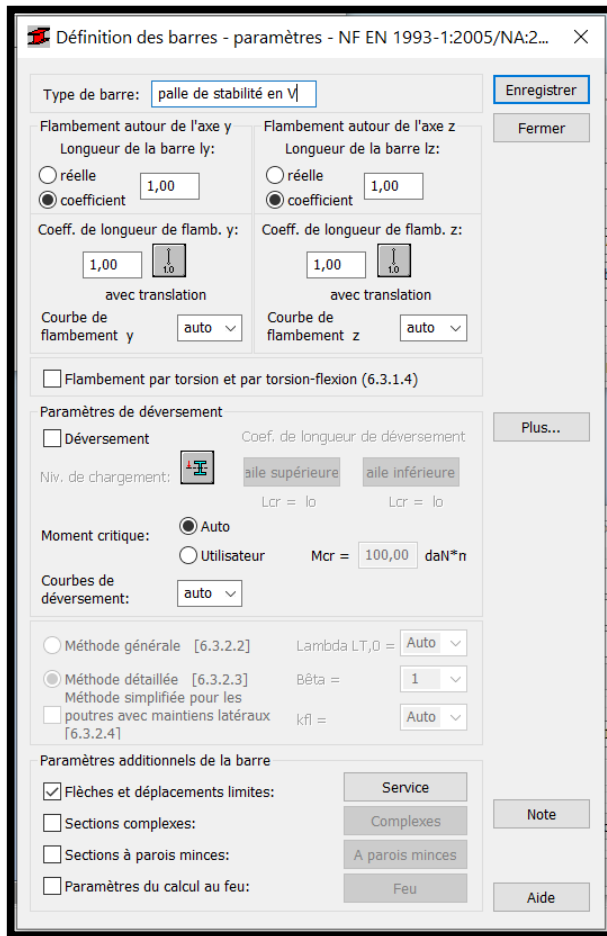


1. Création du type de barre pour le palé de stabilité

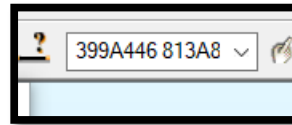
→ Activation de la fenêtre Type de barre sur la barre d’outils de droite.



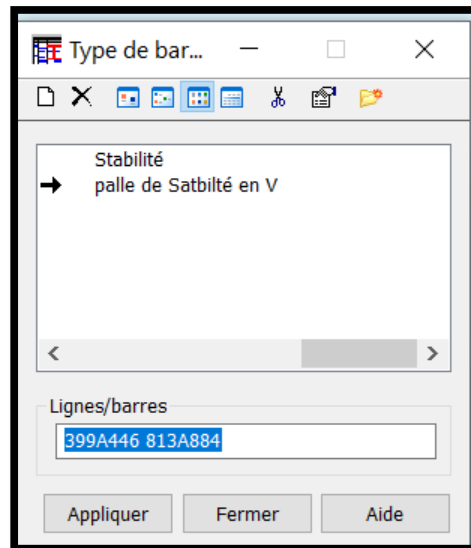
2. On clique deux fois sur barre pour enregistrer notre barre crée >> on aura le tableaux qui suit :



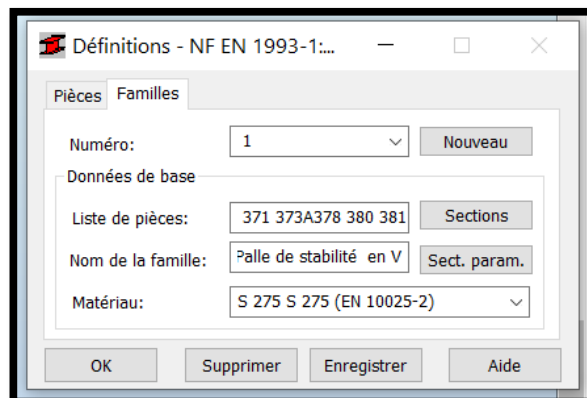
3. On enregistre le type de barre en suite on copie les barres consternés ceci :

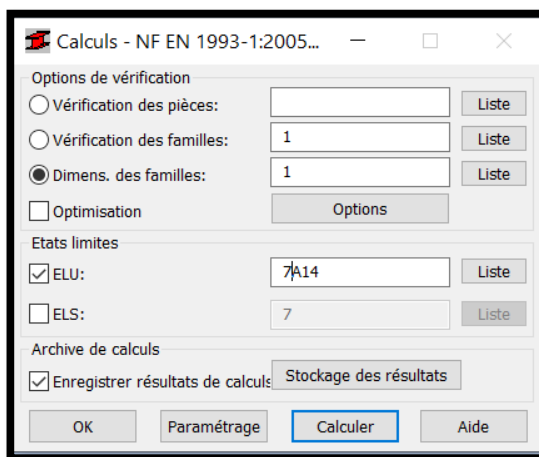


4. On la copie sans la case Lignes /barres de la fenêtre précédente (Type de barre) >> Appliquer

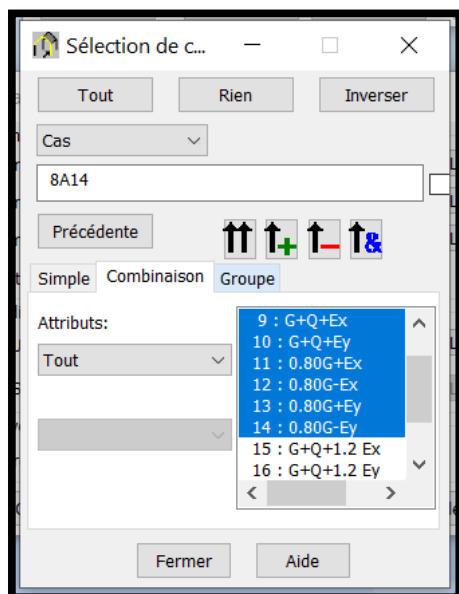


>> dans la fenêtre dessous on introduit le nom de la famille enregistrer auparavant et la liste de pièces dans un nouveau numéro puis on enregistre



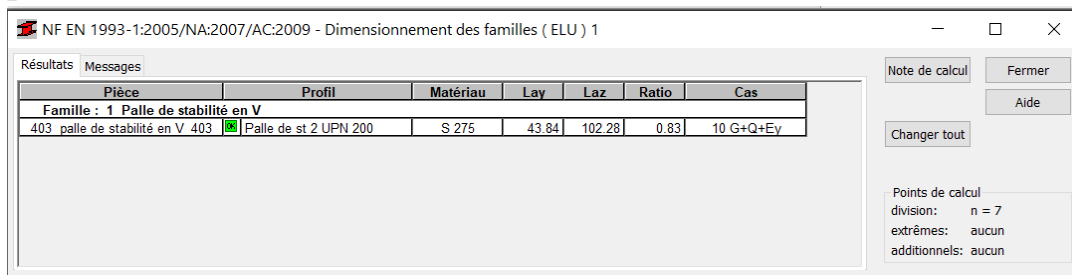


>> Sur la fenêtre de calculs en clique sur Dimens. des familles en choisie le numéro de la famille (1 pour palée de stabilité en V)



>> dans la case Etats limites on coche sur la case de ELU et on choisit la liste des combinaisons concernées >> fermer

5. Pour la dernière étape on clique sur la case calculer pour dimensionner les palées en X ; on aura le résultat suivant

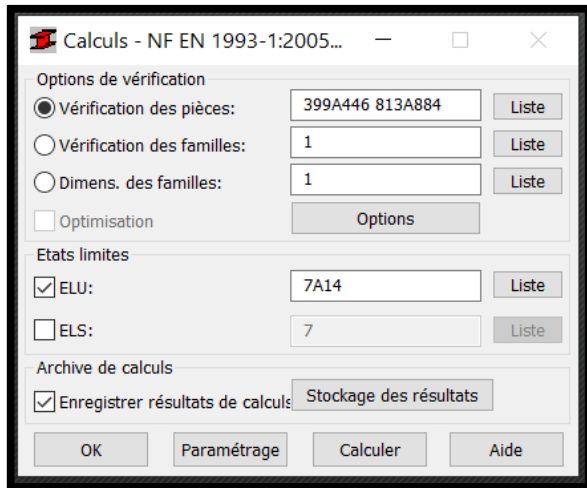


☞ On opte pour l'UPN 200 pour le palée de stabilité triangulée X

Tableau VI-1 : Dimension et caractéristique de l'UPN 200

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1	r2	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	32,2	25,3
Iy (cm ⁴)	Wel,y(cm ³)	iy (cm)	Wpl,y(cm ³)	Iz (cm ⁴)	Wel,z(cm ³)	iz (cm)	Wpl,z(cm ³)	
1910	191	7,70	228	148	27	2,14	51,8	

6. Pour faire la vérification de profilé choisis on clique sur verification des pièces et on lance le calcul encore une fois pour obtenir la note de calcul.



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 Palle de stabilité en V

PIECE: 374 Satbilté en X_374 **POINT:** 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 5.7137 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 G+Q+Ex (1+2+3+5)*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Palle de st 2 UPN 200

h=20.0000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0000 cm	Ay=34.5000 cm ²	Az=34.0000 cm ²	Ax=64.4000 cm ²
tw=0.8500 cm	Iy=3820.0000 cm ⁴	Iz=701.7264 cm ⁴	Ix=23.8000 cm ⁴
tf=1.1500 cm	Wply=456.0000 cm ³	Wplz=161.6440 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 32180.13 daN	My,Ed = -62.25 daN*m	Mz,Ed = 8.62 daN*m	Vy,Ed = -11.93 daN
Nc,Rd = 177100.00 daN	My,Ed,max = -117.83 daN*m		Mz,Ed,max = -59.55 daN*m
	Vy,T,Rd = 54776.11 daN		
Nb,Rd = 34929.65 daN	My,c,Rd = 12540.00 daN*m		Mz,c,Rd = 4445.21 daN*m
	Vz,Ed = -89.42 daN		

$MN_{y,Rd} = 12125.97 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $Vz_{T,Rd} = 53982.25 \text{ daN}$

$MN_{z,Rd} = 4298.44 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $Tt_{Ed} = -0.33 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 5.7137 \text{ m}$ $Lam_y = 0.85$
 $Lcr,y = 5.7137 \text{ m}$ $X_y = 0.63$
 $Lamy = 74.19$ $kzy = 0.47$



en z:

$L_z = 5.7137 \text{ m}$ $Lam_z = 1.99$
 $Lcr,z = 5.7137 \text{ m}$ $X_z = 0.20$
 $Lamz = 173.09$ $kzz = 0.78$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

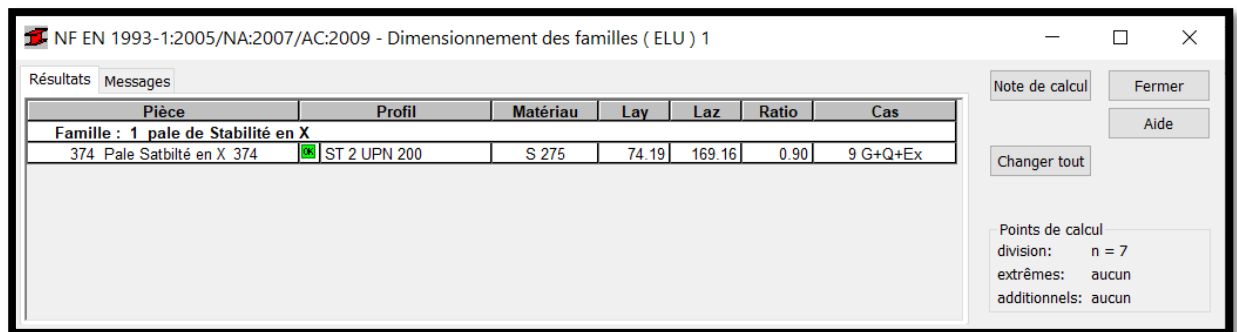
$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 74.19 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 173.09 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

7. On refait les mêmes étapes que précédentes pour le palé de stabilité X



☞ **On opte pour l'UPN 200 pour le palée de stabilité triangulée X**

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009

Auto

Famille: 1 pale de Stabilité en X
Pièce: 374 Pale Satbilté en X_374
Point / Coordonnée: 7 / x = 1.00 L = 5.71 m
Cas de charge: 9 G+Q+Ex (1+2+3+5)*1.00

Profil correct

OK

Changeur

Résultats simplifiés Résultats détaillés

FORCES

N,Ed = 32180.83 daN	My,Ed = -62.41 daN*m	Mz,Ed = 9.01 daN*m	Vy,Ed = -12.48 daN
Nc,Rd = 177100.00 daN	My,Ed,max = -117.71	Mz,Ed,max = -62.30 daN*m	Vy,T,Rd = 54776.11 daN
Nb,Rd = 36329.86 daN	My,c,Rd = 12540.00 daN*m	Mz,c,Rd = 4622.31 daN*m	Vz,Ed = -89.47 daN
	MN,y,Rd = 12125.95 daN*m	MN,z,Rd = 4469.69 daN*m	Vz,T,Rd = 53982.25 daN
			Tt,Ed = -0.33 daN*m
			Classe de la section = 1

DEVERSEMENT

XLT = 1.00

FLAMBEMENT y

Ly = 5.71 m	Lam_y = 0.85
Lcr,y = 5.71 m	Xy = 0.63
Lamy = 74.19	kzy = 0.53

FLAMBEMENT z

Lz = 5.71 m	Lam_z = 1.95
Lcr,z = 5.71 m	Xz = 0.21
Lamz = 169.16	kzz = 0.78

CONTROLE DE LA SECTION

N,Ed/Nc,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.4.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

Lamy = 74.19 < Lam,max = 210.00 Lamz = 169.16 < Lam,max = 210.00 STABLE
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.90 < 1.00 (6.3.3.(4))

Note de calcul

Paramètres

Aide

VI.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: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 pale de Stabilité en X

PIECE: 374 Pale Satbilté en X_374 **POINT:** 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 5.71 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 G+Q+Ex (1+2+3+5)*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: ST 2 UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.2 cm	Ay=34.50 cm ²	Az=34.00 cm ²	Ax=64.40 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=3820.00 cm ⁴	Iz=734.70 cm ⁴	Ix=23.80 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=456.00 cm ³	Wplz=168.08 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 32180.83 daN	My,Ed = -62.41 daN*m	Mz,Ed = 9.01 daN*m	Vy,Ed = -12.48 daN
Nc,Rd = 177100.00 daN	My,Ed,max = -117.71 daN*m		Mz,Ed,max = -62.30
daN*m	Vy,T,Rd = 54776.11 daN		
Nb,Rd = 36329.86 daN	My,c,Rd = 12540.00 daN*m		Mz,c,Rd = 4622.31 daN*m
	Vz,Ed = -89.47 daN		
	MN,y,Rd = 12125.95 daN*m		MN,z,Rd = 4469.69 daN*m
	Vz,T,Rd = 53982.25 daN		
			Tt,Ed = -0.33 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 5.71 m Lam_y = 0.85
 Lcr,y = 5.71 m Xy = 0.63
 Lamy = 74.19 kzy = 0.53



en z:

Lz = 5.71 m Lam_z = 1.95
 Lcr,z = 5.71 m Xz = 0.21
 Lamz = 169.16 kzz = 0.78

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 74.19 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 169.16 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.90 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

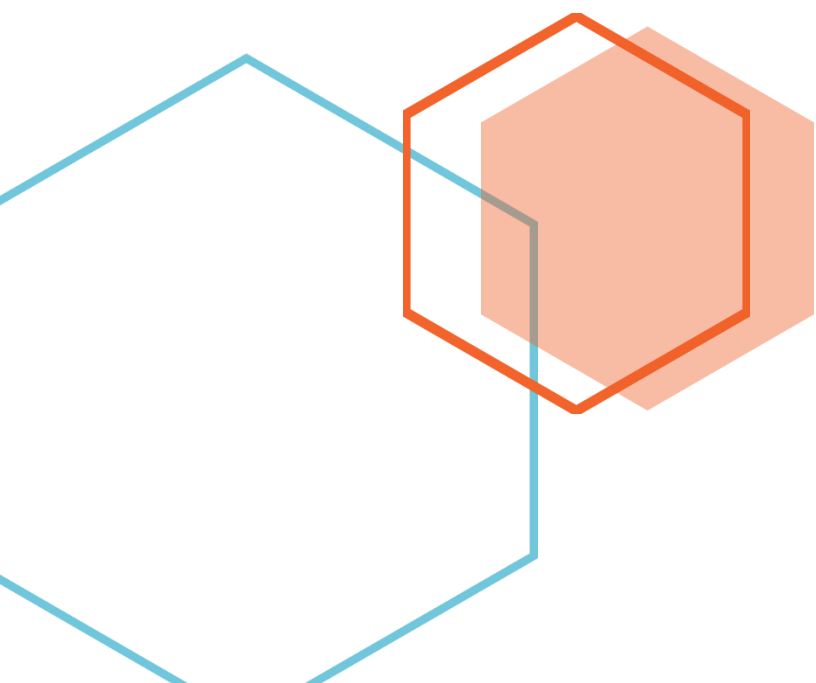
Profil correct !!!

VI.6/ Conclusion :

L'UPN 200 conviens pour les palées de stabilité triangulées X et V



Chapitre VII:
Etude sismique



Chapitre VII :

Etudes sismique

VII.1/Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures. Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité. Dans cette partie l'analyse se fera dans les deux sens :

- Sens X : perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées)
- Sens Y : parallèle à la façade principale (portiques auto stables ductiles).

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les méthodes suivantes (RPA99 V2003) :

- **La méthode statique équivalente :**
- **La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)**
- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

VII.2/Critères de classification par le RPA99 version2003 :

VII.2.1/Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne
- **ZONE III** : sismicité élevée

VII.2.2/Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment **Ain Naâdja** (Alger) se situe dans une zone de sismicité élevée **ZONE III**

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrage d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrage de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrage de faible importance.
- Notre ouvrage représente un bâtiment à usage multiple, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne **Groupe 2**

Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003) :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de **catégorie S3**.

Dans la catégorie S3 (site meuble), on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur.

VII.3/Choix de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (article 3.5 [2]) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,II et à 30m en zone III, (article 4.1.2[2]).

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (l'article 4.1.2[2]) (régularité en plans et en élévation)

Conclusion :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99/2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan et en élévation).

VII.4/Méthode d'analyse modale spectrale :**VII.4.1/Principe de la méthode :**

Principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendant de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties

VII.4.2/Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

VII.4.3/Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VII.4.4/Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire, ...) conduire à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement. L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

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

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment
- **η**: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 \quad (6.2)$$

- **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.[2])
- **R** : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3 [2])
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7[2])
- **Q** : Facteur de qualité (Tableau 4.4 [2])

VII.4.4.1/Combinaisons :

Tableaux VII.1 : Les combinaison utilisés sur le logiciel Robot Structural 2019

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	G + Q	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2+3)*1.00$
8 (C)	1.35 G+1.5 Q	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2)*1.35+3*1.50$
9 (C) (CQC)	G+Q+Ex	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2+3+5)*1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q+Ey	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2+3+6)*1.00$
11 (C) (CQC)	0.80G+Ex	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2)*0.80+5*1.00$
12 (C) (CQC)	0.80G-Ex	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2)*0.80+5*-1.00$
13 (C) (CQC)	0.80G+Ey	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2)*0.80+6*1.00$
14 (C) (CQC)	0.80G-Ey	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2)*0.80+6*-1.00$
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2 Ex	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2+3+5)*1.20$
16 (C) (CQC)	G+Q+1.2 Ey	Combinaison linéaire	ACC		$(1+2+3)*1.00+6*1.20$
17 (C)	Poids Total G	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+2)*1.00$
18 (C)	Com Vérification	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+2)*1.00+3*0.20$

VII.4.4.2/Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le - tableau 4.3 RPA99/version2003). Et (Art. 8-4-2 RPA99 version2003) en fonction du système de contreventement.

Dans le sens longitudinal, on a une ossature contreventée par une palée triangulée en X :

$$R_x = 4$$

Dans le sens transversal, on a une ossature contreventée par palées triangulées en V :

$$R_y = 3$$

VII.4.4.3/Facteur de correction d'amortissement :

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Valeurs de ($\xi\%$)

Tableaux VII.2: valeurs de l'amortissement

Remplissage	Portiques		Voiles au murs
	Béton armer	acier	Béton armer/maçonnerie
Leger	6	4	10
dense	7	5	

Dans notre cas on prend la valeur de $\xi = 5$ puisque on utilise l'acier dense :

- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}}$
- $\eta = 1$

VII.4.4.4/Facteur d'amplitude dynamique :

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).

• **Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est donné 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 :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableaux VII.3: Valeurs des pénalités **P_q** du RPA 99 V2003

Critère Q	Valeur de P _q (x)		Valeur de P _q (y)	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
Condition minimales sur les fils de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1
	$\sum_1^6 P_{qX} = 0,15$			$\sum_1^6 P_{qY} = 0,15$

▪ $Q = 1 + \sum_1^6 P_{qX} = 1 + 0,15 = 1,15$

Q_x = 1,15

▪ $Q = 1 + \sum_1^6 P_{qY} = 1 + 0,25 = 1,15$

Q_y = 1,15

VII.5 /Analyse modale :

Analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique III.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne).
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R_x= 4 ; R_y=3$).
- Facteur de qualité ($Q = 1.15$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q = 1.15$) suivant Y.

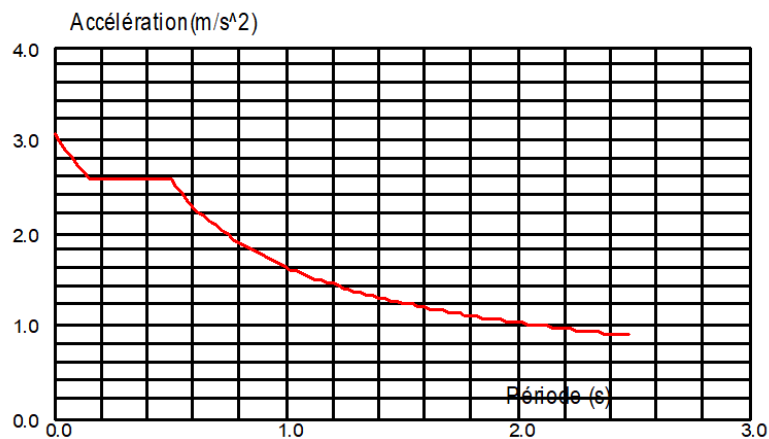


Figure VII.1 : Spectre de réponse suivant X depuis Robot Structural 2019

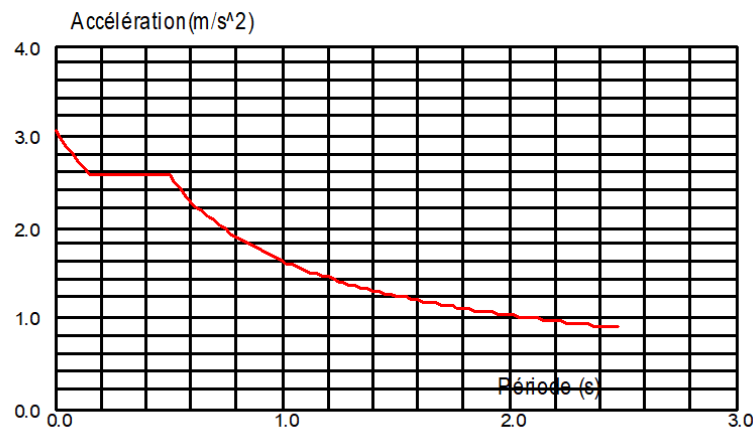


Figure VII.2: Spectre de réponse suivant Y Robot Structural 2019

VII.5.1/Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots (4.1[2])$$

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6[2]), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit $V_t > 0,8 V$

VII.5.1.2/Les données de l'ouvrage :

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau (4.1 [2]) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage de bâtiment : groupe 2.
- Zone sismique : zone III

$$A = 0.25$$

VII.5.1.3/Facteur d'amplitude dynamique :

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).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 0,3 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 0,3 \end{cases}$$

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

Notre site étant meuble (S_3), les périodes T_1, T_2 seront d'après le tableau 4-7 du RPA égales à :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

Tableaux VII.4 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(\text{sec})$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2(\text{sec})$	0,30	0,40	0,50	0,70

→ Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. On a $T = 0,75 s$ ($T_{\text{analytique}}$ donné par le logiciel Robot)
3. D'après le RPA 2003 pour l'estimation de la période fondamentale de la structure, postule que :
4. << les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celle estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% >>.
5. Pour mieux interpréter cet article (l'article 4.2.4 [RPA]) à proposer à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suite :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{Article (4-6) RPA 2003}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.RPA 2003

Tableaux VII.5 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$C_T = 0.05$

1. Pour la 1^{ère} formule :

- $T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{Article (4-6) RPA 2003}$
- $T = 0.05 \times 18.36^{3/4} \qquad \qquad \qquad \mathbf{T = 0.44}$

2. Pour la 2^{ème} Formule :

- $\mathbf{T = \frac{0,09 \times h}{\sqrt{D}}}$

☞ Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

1) Sens longitudinal :

- $T = \frac{0,09 \times h}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 18.36}{\sqrt{12.80}} = 0.46$
- $P_{X \text{ empirique}} = \min (0.44 ; 0 ; 46) = 0.44 \dots\dots\dots \text{la période de RPA suivant X}$

2) Sens Transversal :

- $T = \frac{0,09 \times h}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 18.36}{\sqrt{30.30}} = 0.30$
- $P_{Y \text{ empirique}} = \min (0.44 ; 0 ; 30) = 0.30 \dots\dots\dots \text{la période de RPA suivant Y}$

☞ Alors pour le choix de formule de calcul de D on va utiliser direct les périodes de RPA calculer sans majoration :

☞ **Donc On a :**

- **Suivant X :** $T_2 = 0.50 > T_{x \text{ emp}} = 0.44$ Donc On est dans le 1^{er} Cas ----→ $D = 2,5\eta = 2.5$
- **Suivant Y :** $T_2 = 0.50 > T_{y \text{ emp}} = 0.30$ Donc On est dans le 1^{er} Cas ----→ $D = 2,5\eta = 2.5$

Tableaux VII.6 : Valeurs des modes propres depuis Robot Structural 2019

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	1.32	0.76	0,00	85,42	0,00	0,00	85,42	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 2	2.17	0.46	75,39	85,42	0,00	75,39	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 3	3.01	0.33	75,39	85,42	0,00	0,00	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 4	3.74	0.27	86,52	85,42	0,00	11,13	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 5	3.81	0.26	86,52	85,42	0,00	0,00	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 6	3.88	0.26	88,28	85,42	0,00	1,77	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 7	3.88	0.26	88,28	85,43	0,00	0,00	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 8	3.91	0.26	88,28	85,43	0,00	0,00	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 9	3.92	0.26	88,28	85,43	0,00	0,00	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 10	3.93	0.25	88,29	85,43	0,00	0,00	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 11	4.06	0.25	90,84	85,43	0,00	2,56	0,00	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 12	4.17	0.24	90,84	85,70	0,00	0,00	0,28	0,00	775920,41	775920,41	0,00
5/ 13	4.22	0.24	90,84	96,81	0,00	0,00	11,10	0,00	775920,41	775920,41	0,00

☞ Avec :

Période	Condition Sur T	Période Choisi
T_x	$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T_x = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.57$
T_y	$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T_y = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.39$

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Tableaux VII.7: Vérification des valeurs des modes propres

	T modèle (Robot) (sec)		1,3 x T de RPA (sec)
X	0,46	<	0,57
Y	0,75	>	0,39

Conclusion :

- ☞ La période RPA est vérifié suivant X
- ☞ La structure est souple suivant Y
- ☞ On a aussi les sommes cumulé U_x et U_y selon les deux directions orthogonales sont supérieur à 90% de la masse modale cumulé, atteint au mode 13.



Mode 1 Translation y-y Mode 2 Translation x-x Mode 3 rotation z-z torsion

Figure VII.3: Les 3 premiers mode de vibration

VIII.5.2/Vérification de l'effort tranchant à la base :

VIII.5.2.1/ Calcul du poids de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-8[2])$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
 - W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 - β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA 99 V2003
- ☞ Pour notre cas on a : $\beta = 0,30$ (Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout) . On l'introduit sur le logiciel de Robot Structural dans les deux cas suivant :

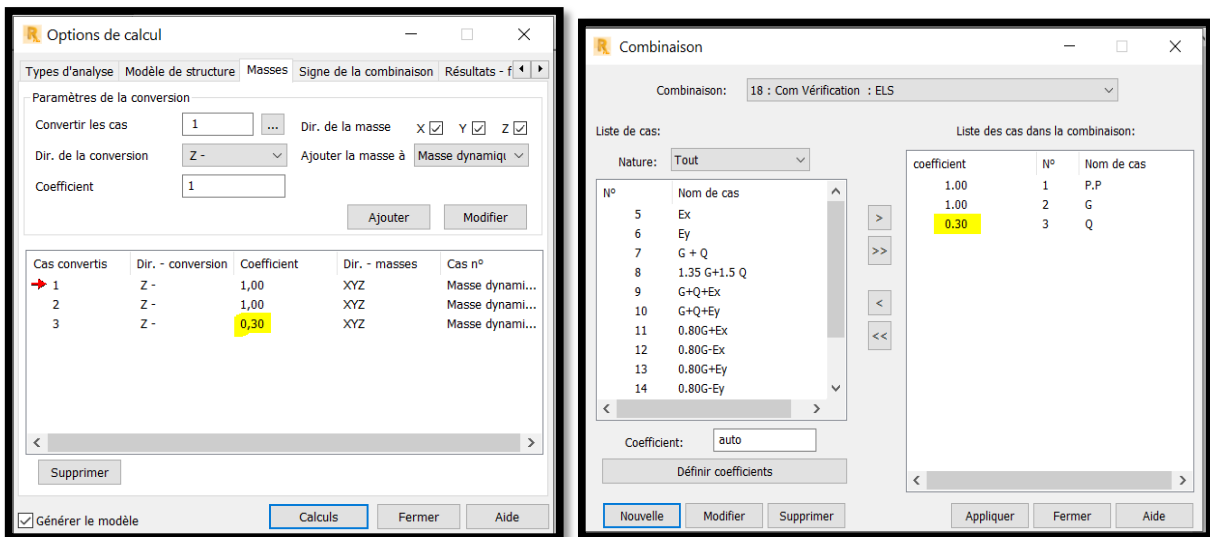


Figure VII.4: Introduction de coefficient de pondération sur Robot
Tableaux VII.8- Le poids propre des éléments depuis Robot Structural

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]	Surf. peinture [m2]
S 275						
Bracon 2 CAE 60x6	42	1.62	10.85	17.58	738	31.71
IPE 220	12	1.00	26.20	26.20	314	10.18
IPE 220	136	1.40	26.20	36.69	4989	161.46
IPE 220	4	2.00	26.20	52.41	210	6.78
IPE 220	100	4.00	26.20	104.82	10482	339.20
IPE 220	123	6.00	26.20	157.23	19339	625.82
Palle de st 2 UPN 200	40	1.14	50.57	57.65	2306	60.19
Palle de st 2 UPN 200	40	2.34	50.57	118.34	4734	123.55
Palle de st 2 UPN 200	16	2.40	50.57	121.37	1942	50.69
Palle de st 2 UPN 200	24	3.38	50.57	170.93	4102	107.08
Palle de st 2 UPN 200	8	5.04	50.57	254.88	2039	53.22
Palle de st 2 UPN 200	12	5.72	50.57	289.27	3471	90.60
Palle de st 2 UPN 200	8	6.74	50.57	340.86	2727	71.17
Palle de st 2 UPN 200	12	7.26	50.57	367.15	4406	115.00
Poteau HEA 300	36	3.06	88.37	270.41	9735	189.14
Poteau HEA 300	54	4.08	88.37	360.54	19469	378.29
Poutre Prin IPE 360	74	6.00	57.11	342.68	25358	600.78
poutre sec IPE 270	42	1.40	36.08	50.51	2121	61.21
poutre sec IPE 270	30	4.00	36.08	144.32	4330	124.93
poutre sec IPE 270	30	6.00	36.08	216.48	6494	187.39
Total par section						
Bracon 2 CAE 60x6	42	68.04	10.85	738.41	738	31.71
IPE 220	375	1348.40	26.20	36334.70	36335	1143.44
Palle de st 2 UPN 200	160	508.72	50.57	25727.12	25727	671.51
Poteau HEA 300	90	330.48	88.37	29203.84	29204	567.43
Poutre Prin IPE 360	74	444.00	57.11	25358.19	25358	600.78
poutre sec IPE 270	102	358.80	36.08	12945.45	12945	373.53
Totaux nets:					129308	3388.40

☞ $W_{GI} = 129308 \text{ daN} = 1293.08 \text{ KN}$

Tableaux VII.9: Tableaux des charges d'exploitation

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
1/ 3	1400,90	892,41	10291,76	-110,79	91,58	10,89
3/ 3	206,23	-818,44	16608,14	-305,90	283,81	5,14
5/ 3	97,56	-349,15	9799,34	474,84	133,19	0,00
7/ 3	97,55	349,06	9674,92	-474,73	133,18	0,00
9/ 3	206,24	818,44	16601,36	305,64	283,81	-5,14
11/ 3	1400,93	-892,43	10291,85	110,76	91,58	-10,89
13/ 3	323,66	947,48	10413,22	-1288,58	-25,98	-1,07
15/ 3	-88,65	-26,99	30749,07	36,70	-120,04	-0,00
17/ 3	-1,42	-412,51	24411,50	561,00	-1,41	0,00
19/ 3	-1,34	412,50	24406,99	-561,00	-1,31	0,00
21/ 3	-88,64	27,02	30748,61	-36,76	-120,04	0,00
23/ 3	323,79	-947,47	10413,81	1288,54	-25,99	1,07
25/ 3	-1744,61	488,76	9567,82	9,41	-46,02	-17,75
27/ 3	-95,76	-527,13	12818,00	-204,23	-130,86	-2,12
29/ 3	-97,97	79,26	13889,39	-107,81	-132,72	0,00
31/ 3	-97,98	-79,24	13890,38	107,76	-132,73	0,00
33/ 3	-95,76	527,17	12817,79	204,18	-130,86	2,12
35/ 3	-1744,72	-488,73	9568,83	-9,47	-46,01	17,75
Cas 3 Q						
Somme totale	-0,00	-0,00	276962,77	-0,44	103,18	0,00
Somme réactions	-0,00	-0,00	276962,77	4154015,48	-1512278,03	0,00
Somme efforts	0,00	0,00	-276962,77	-4154015,48	1512278,03	0,00
Vérification	-0,00	-0,00	0,0	0,00	-0,00	0,00
Précision	5,65235e-10	3,58130e-25				

☞ $Q = 2769,627 \text{ KN}$

Tableaux VII.10: Le poids propre de la structure depuis Robot Structural

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
1/ 18 (C)	3827,15	1490,97	31683,28	180,55	-31,56	11,89
3/ 18 (C)	251,00	-1762,89	48452,37	-796,88	347,07	6,18
5/ 18 (C)	125,66	-433,71	34403,61	589,82	172,98	0,00
7/ 18 (C)	125,68	433,44	34059,51	-589,51	173,01	0,00
9/ 18 (C)	251,01	1762,89	48433,60	796,15	347,09	-6,18
11/ 18 (C)	3827,25	-1491,05	31683,54	-180,61	-31,56	-11,89
13/ 18 (C)	909,70	1169,74	30414,17	-1590,89	37,87	-1,61
15/ 18 (C)	-108,27	-15,18	69231,48	20,62	-145,17	-0,00
17/ 18 (C)	-5,52	-492,50	59767,54	669,78	-5,42	0,00
19/ 18 (C)	-5,38	492,51	59755,23	-669,83	-5,23	0,00
21/ 18 (C)	-108,27	15,25	69230,21	-20,76	-145,16	0,00
23/ 18 (C)	910,07	-1169,70	30415,78	1590,78	37,87	1,62
25/ 18 (C)	-4718,38	920,13	29121,05	287,67	26,92	-20,60
27/ 18 (C)	-141,14	-1296,72	39946,12	-619,79	-191,32	-2,97
29/ 18 (C)	-140,37	83,94	40193,33	-114,18	-188,82	0,00
31/ 18 (C)	-140,38	-83,88	40196,07	114,06	-188,83	0,00
33/ 18 (C)	-141,14	1296,82	39945,54	619,65	-191,32	2,97
35/ 18 (C)	-4718,68	-920,06	29123,87	-287,85	26,92	20,60
Cas 18 (C) Com Vérification						
Somme totale	-0,00	0,00	766056,30	-1,22	45,34	0,00
Somme réactions	-0,00	0,00	766056,30	11489666,90	-4098100,89	0,00
Somme efforts	0,00	0,00	-766056,30	-11489666,90	4098100,89	0,00
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,00
Précision	1,16049e-08	1,81304e-23				

☞ $W = |-7660,56| = 7660,56 \text{ KN}$

Tableau VII.111: La résultante des forces sismiques à la base V_t depuis Robot

Noeud/Cas/Mode	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
1/ 5/ CQC	-24511,09	-2077,49	-98272,03	-1230,86	-638,54	12,86
3/ 5/ CQC	-218,89	-377,99	-6145,98	339,22	-639,56	-12,89
5/ 5/ CQC	-209,30	22,01	-1149,32	-30,11	-586,41	-0,00
7/ 5/ CQC	-209,28	-21,45	-1149,06	29,00	-586,39	-0,00
9/ 5/ CQC	-218,85	379,31	-6142,02	-340,48	-639,44	12,89
11/ 5/ CQC	-24504,28	2978,32	-98245,20	1229,12	-638,37	-12,84
13/ 5/ CQC	-23171,89	-1,11	-1272,20	1,45	-878,82	-13,96
15/ 5/ CQC	-289,58	1,14	-906,67	-1,69	-695,82	-0,00
17/ 5/ CQC	-294,66	-2,62	-1170,78	3,45	-702,67	-0,00
19/ 5/ CQC	-294,64	3,11	-1170,72	-4,36	-702,63	-0,00
21/ 5/ CQC	-289,53	-0,68	-906,53	0,88	-695,70	-0,00
23/ 5/ CQC	-23165,68	1,53	-1272,15	-2,23	-878,58	13,96
25/ 5/ CQC	-22059,21	1934,67	-98882,36	1162,55	-703,57	12,60
27/ 5/ CQC	-229,74	333,85	-6670,65	-333,43	-654,36	-13,10
29/ 5/ CQC	-224,02	-19,04	-2274,07	25,81	-606,42	-0,00
31/ 5/ CQC	-224,00	19,44	-2273,92	-26,52	-606,39	-0,00
33/ 5/ CQC	-229,70	-332,94	-6667,63	332,46	-654,24	13,10
35/ 5/ CQC	-22052,95	-1933,22	-98854,14	-1163,14	-703,39	-12,61
Cas	5 - Ex					
Mode CQC						
Somme totale	-142397,30	6,82	-2179,88	-8,89	-12211,29	-0,01
Somme réactions	-142097,64	9,08	-0,00	-22,31	-214097,77	2131212,83
Somme efforts	142137,59	-3,91	0,0	17,96	2141339,42	-2131725,87
Vérification	39,95	5,17	-0,00	-4,34	360,65	-513,05
Précision	6,25039e-03	1,23705e+00				

Noeud/Cas/Mode	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
1/ 6/ CQC	-1881,33	-14563,17	-63941,29	12522,28	22,86	-92,48
3/ 6/ CQC	-9,74	-15700,25	59456,16	13457,37	-15,00	-0,25
5/ 6/ CQC	3,90	-4224,49	1683,70	10436,78	4,73	-0,00
7/ 6/ CQC	-4,00	-4224,50	-1683,85	10436,78	-4,95	-0,00
9/ 6/ CQC	9,70	-15700,16	-59456,35	13457,28	14,82	-0,25
11/ 6/ CQC	1875,25	-14562,68	63919,51	12522,58	-22,92	-92,50
13/ 6/ CQC	-1101,18	-3412,76	-18658,25	9433,31	-11,37	-34,42
15/ 6/ CQC	6,49	-4263,59	916,52	10493,03	9,01	-0,00
17/ 6/ CQC	-13,31	-4221,47	-352,41	10435,87	-18,77	-0,00
19/ 6/ CQC	13,19	-4221,47	352,16	10435,87	18,48	-0,00
21/ 6/ CQC	-6,49	-4263,59	-916,64	10493,04	-8,92	-0,00
23/ 6/ CQC	1089,33	-3412,76	-18657,90	9433,31	10,89	-34,42
25/ 6/ CQC	2239,44	-14496,39	-61069,75	12648,68	-46,19	126,71
27/ 6/ CQC	14,13	-15693,94	59661,92	13456,84	18,34	0,29
29/ 6/ CQC	2,59	-4219,30	605,41	10435,37	3,04	-0,00
31/ 6/ CQC	-2,69	-4219,29	-605,19	10435,36	-3,22	-0,00
33/ 6/ CQC	-14,13	-15694,02	-59660,61	13456,92	-18,35	0,27
35/ 6/ CQC	-2242,30	-14496,85	61092,22	12648,39	45,88	126,69
Cas	6 - Ey					
Mode CQC						
Somme totale	-21,16	-161590,67	0,15	206639,66	-1,66	-0,37
Somme réactions	-42,21	161559,41	-0,00	2324505,51	-363,19	-860054,54
Somme efforts	5,21	161568,34	0,0	-2324523,51	64,70	860543,88
Vérification	-37,00	8,93	-0,00	-17,00	-298,48	489,34
Précision	6,25039e-03	1,23705e+00				

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R_x} W \quad V_x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times (7660.56) = 1376,50 \text{ KN}$$

$$80\% V_x = 1101,205 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R_y} W \quad V_y = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,15}{3} \times (7660.56) = 1835.3425 \text{ KN}$$

$$80\% V_y = 1468,274 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode modale spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau VII.12: Comparaison de V_t avec 80% V

Spectre	V_t (KN)	Vérification	80% V(KN)
Ex	1421,375	>	1101,205
Ey	1615,683	>	1468,274

→ Les résultats sont vérifiés

VII.6/Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \times \delta e k$$

- $\delta e k$: déplacement dû aux forces sismiques.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$$

☞ Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est inférieur doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ces déplacements sont limités à la valeur H étage/100. Le calcul des déplacements correspond aux charges sismiques Ex et Ey

Tableau VII.13: Les déplacements des étages et inter étages selon Ex

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	1,4	-0,0	1,4	-0,0	0,00	-0,00	2,8	0,0	0,8	-0,0
5/ 2	2,3	0,0	0,8	0,0	0,00	0,00	2,7	0,0	1,8	-0,0
5/ 3	3,0	0,0	0,7	-0,0	0,00	-0,00	3,1	0,0	3,0	-0,0
5/ 4	4,7	-0,0	1,7	-0,0	0,01	-0,00	5,4	0,0	3,9	-0,0
5/ 5	6,3	-0,0	1,6	0,0	0,01	0,00	7,5	0,0	4,8	-0,0

Tableau VII.14 : Les déplacements des étages et inter étages selon Ey

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
6/ 1	0,0	3,0	0,0	3,0	0,00	0,01	0,1	3,1	-0,1	2,8
6/ 2	-0,0	6,8	-0,0	3,8	-0,00	0,01	0,4	6,8	-0,4	6,6
6/ 3	0,0	10,0	0,0	3,2	0,00	0,01	0,0	10,0	-0,0	9,8
6/ 4	-0,0	11,5	-0,0	1,5	-0,00	0,01	0,1	11,5	-0,1	11,4
6/ 5	0,0	12,5	0,0	1,0	0,00	0,00	0,1	12,5	-0,1	12,4

Tableau VII.15 : Vérification des déplacements selon la direction (X-X)

Niveau	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% H _{etage}	Observation
Terrasse	0,063	0,016	0.0306	Vérifier
Etage 4	0,047	0,017	0.0306	Vérifier
Etage 3	0,030	0,007	0.0408	Vérifier
Etage 2	0,023	0,008	0.0408	Vérifier
Etage 1	0,014	0,014	0.0408	Vérifier

Tableau VII.16 : Vérification des déplacements selon la direction (Y-Y)

Niveau	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% H _{etage}	Observation
Terrasse	0.125	0.01	0.0306	Vérifier
Etage 4	0.115	0.015	0.0306	Vérifier
Etage 3	0.105	0.032	0.0408	Vérifier
Etage 2	0.068	0.038	0.0408	Vérifier
Etage 1	0.030	0.030	0.0408	Vérifier

VII.7 / Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum(WG_i + \beta Wq_i)$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum F_i$
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : Hauteur de l'étage « k »

Tableau VII.17: Vérification dans le sens X de l'effet P-Δ.

Niveau	P _k	Δ _k (m)	V _k	h _k	θ	Etat
Terrasse	2000,32	0,016	738,3836	3,06	0,014	Vérifier
Etage 4	1497,81	0,017	1113,4065	3,06	0,007	Vérifier
Etage 3	1614,27	0,007	1150,5604	4,08	0,002	Vérifier
Etage 2	1594,98	0,008	1324,8772	4,08	0,002	Vérifier
Etage 1	1710,70	0,014	1421,3759	4,08	0,004	Vérifier

Tableau VII.18: Vérification dans le sens Y de l'effet P-Δ.

Niveau	P _k	Δ _k (m)	V _k	h _k	θ	Etat
Terrasse	2000,32	0,01	733,2505	3,06	0,008	Vérifier
Etage 4	1497,81	0,015	1182,9769	3,06	0,006	Vérifier
Etage 3	1614,27	0,032	1239,8423	4,08	0,01	Vérifier
Etage 2	1594,98	0,038	1485,0216	4,08	0,01	Vérifier
Etage 1	1710,70	0,030	1615,6834	4,08	0,008	Vérifier

VII.8- Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivant :

$$M_s \geq 1,5M_r \text{(RPA99/Version 2003, Art.4.4.1)}$$

- **Mr** : moment de renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (Robot)
- **Ms** : Moment stabilisant : $M_s = W \frac{L}{2}$
- **W=7660.56 KN**

☞ Dans notre cas on remplace $\frac{L}{2}$ par les deux distances du centre de gravité à un point fixé à l'extrémité de notre ouvrage.

- **W** : poids total du bâtiment

Sens	L	Moment stabilisant (Ms)	Moment renversant (Mr)	1,5(Mr)	observation
X-X	L _x :6,40	24513,792	21312,12	21312,128	Vérifier
Y-Y	L _y :15,15	58028,742	23245,2351	34867,852	Vérifier

VII.9 / Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent :

Afin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite notre ouvrage en compare entre l'effort sismique et la force du vent au niveau du plancher et au niveau de la terrasse dans les deux directions suivant X et Y.

VII.9.1/ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des efforts sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure Selon les formules suivantes :

On a la formule (4-11) de l'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003

$$F_{ix} = \frac{(V_x - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j} \quad \text{et} \quad F_{iy} = \frac{(V_y - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

- F_i : force horizontale appliquée au niveau i
- F_t : la force concentrée au sommet de la structure
- V : la force sismique totale
- h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i
- h_j : niveau d'un plancher quelconque

$$\begin{cases} \text{si } T \geq 0,7 & F_t = 0,07 \times T \times V \\ \text{si } T \leq 0,7 & F_t = 0 \end{cases} \quad \dots \text{ (L'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003)}$$

$$\Rightarrow \text{ on a } \begin{cases} T_x = 0,44 < 0,7 & \text{donc } F_t = 0 \\ T_y = 0,30 < 0,7 & \text{donc } F_t = 0 \end{cases}$$

1) Suivant le sens X :

➤ Au niveau du plancher :

$$F_{1x} = \frac{(1376,50 \times 1710,70 \times 4,08)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{1x} = 95,50 \text{ KN}$$

$$F_{2x} = \frac{(1376,50 \times 1594,98 \times 8,16)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{2x} = 178,09 \text{ KN}$$

$$F_{3x} = \frac{(1376,50 \times 1614,27 \times 12,24)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{3x} = 102,88 \text{ KN}$$

$$F_{4x} = \frac{(1376,50 \times 1497,81 \times 15,30)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{4x} = 313,57 \text{ KN}$$

➤ Au niveau de la terrasse :

$$F_{5x} = \frac{(311,55 \times 2000,32 \times 18,96)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{5x} = 117,45 \text{ KN}$$

2) Suivant le sens Y :

➤ Au niveau du plancher :

$$F_{1y} = \frac{(1468,274 \times 1710,70 \times 4,08)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{1y} = 101,87 \text{ KN}$$

$$F_{2y} = \frac{(1468,274 \times 1594,98 \times 8,16)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{2y} = 189,96 \text{ KN}$$

$$F_{3y} = \frac{(1468,274 \times 1614,27 \times 12,24)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{3y} = 288,38 \text{ KN}$$

$$F_{4y} = \frac{(1468,274 \times 1497,81 \times 15,30)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{4y} = 334,48 \text{ KN}$$

• Au niveau de la terrasse :

$$F_{5y} = \frac{(1468,274 \times 2000,32 \times 18,96)}{(1710,70 \times 4,08) + (1594,98 \times 8,16) + (1614,27 \times 12,24) + (1497,81 \times 15,30) + (2000,32 \times 18,96)}$$

$$F_{5y} = 553,55 \text{ KN}$$

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	F (longitudinal) KN	F (transversal) KN
Terrasse	1710,70	18,96	117,45	553,55
Etage 4	1594,98	15,30	313,57	334,48
Etage 3	1614,27	12,24	102,88	288,38
Etage 2	1497,81	8,16	178,09	189,96
Etage 1	2000,32	4,08	95,50	101,87
			$\sum F_x = 807,49$	$\sum F_y = 1468,24$

VII.9.2/ Distribution de la force du vent :

1) Suivant le sens X (face pignon) :

➤ Au niveau du plancher :

➤ Surface d'influence :

- $S1 = \frac{4,08}{2} \times 12,80 = 26,112 \text{ m}^2$
- $S2 = \frac{4,08}{2} \times 12,80 = 26,112 \text{ m}^2$
- $S3 = \frac{4,08}{2} \times 12,80 = 26,112 \text{ m}^2$
- $S4 = \frac{3,06}{2} \times 12,80 = 19,584 \text{ m}^2$

Force du vent :

- $V_{1x} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (26,112) = 20,316 \text{ KN}$
 $V_{1x} = 20,316 \text{ KN}$
- $V_{2x} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (26,112) = 20,316 \text{ KN}$
 $V_{2x} = 20,316 \text{ KN}$
- $V_{3x} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (26,112) = 20,316 \text{ KN}$
 $V_{3x} = 20,316 \text{ KN}$
- $V_{4x} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (19,584) = 15,237 \text{ KN}$
 $V_{4x} = 15,237 \text{ KN}$

➤ Au niveau de la terrasse :

Surface d'influence : $S_5 = \left(\frac{3,06}{2}\right) \times 12,80 = 19,584 \text{ m}^2$

Force du vent : $V_{5x} = (77,805 \times 10^{-2}) \times 19,584 = 15,237 \text{ KN}$
 $V_{5x} = 15,237 \text{ KN}$

2) Suivant le sens Y (face long pan) :

➤ Au niveau du plancher :

Surface d'influence :

- $S1 = \frac{4,08}{2} \times 30,30 = 61,812 \text{ m}^2$
- $S2 = \frac{4,08}{2} \times 30,30 = 61,812 \text{ m}^2$
- $S3 = \frac{4,08}{2} \times 30,30 = 61,812 \text{ m}^2$
- $S4 = \frac{3,06}{2} \times 30,30 = 46,359 \text{ m}^2$

Force du vent :

- $V_{1y} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (61,812) = 48,092 \text{ KN}$
 $V_{1x} = 48,092 \text{ KN}$
- $V_{2y} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (61,812) = 48,092 \text{ KN}$
 $V_{2x} = 48,092 \text{ KN}$

- $V_{3y} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (61,812) = 48,092 \text{ KN}$
 $V_{3x} = 48,092 \text{ KN}$
- $V_{4y} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (46,359) = 36,069 \text{ KN}$
 $V_{4x} = 36,069 \text{ KN}$

➤ **Au niveau de la terrasse :**

Surface d'influence : $S_5 = \left(\frac{3,06}{2}\right) \times 30,30 = 46,359 \text{ m}^2$

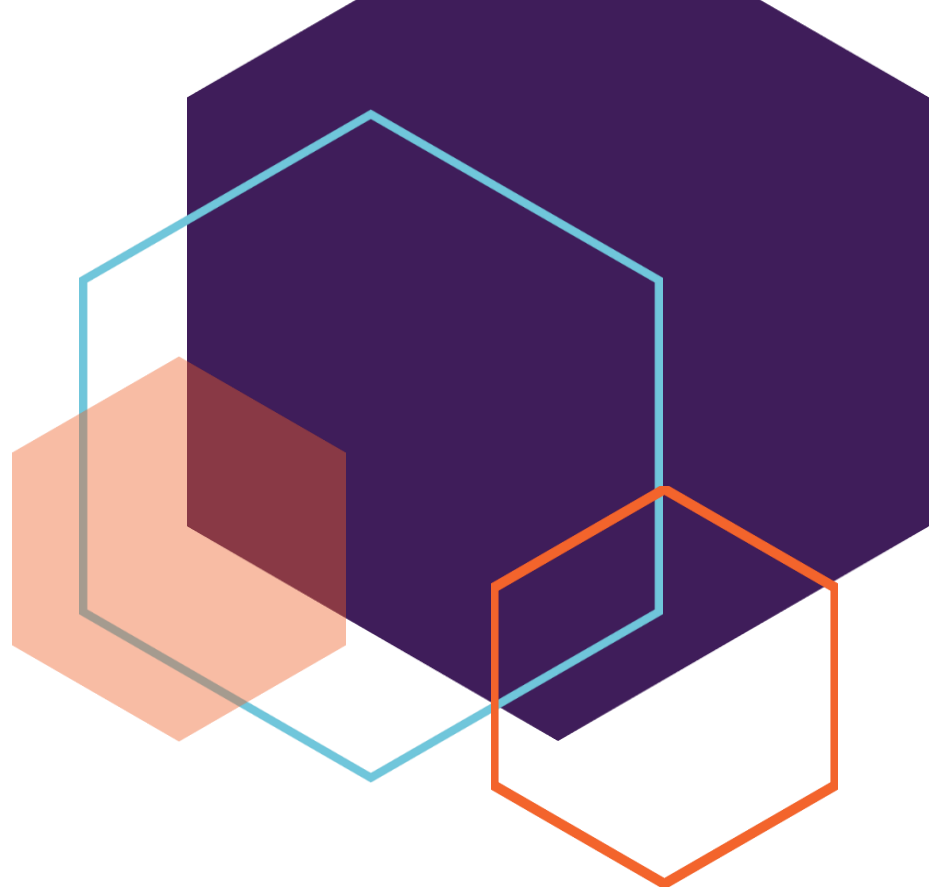
Force du vent : $V_{5y} = (77,805 \times 10^{-2}) \times (46,359) = 36,069 \text{ KN}$

$V_{2y} = 36,069 \text{ KN}$

	V (Longitudinal) KN		F (Longitudinal) KN	V (Transversal) KN		F (Transversal) KN
$\sum V$ planchers	76,185	<	807,49	180,345	<	1468,24
Terrasse	15,237	<	807,49	36,069	<	1468,24

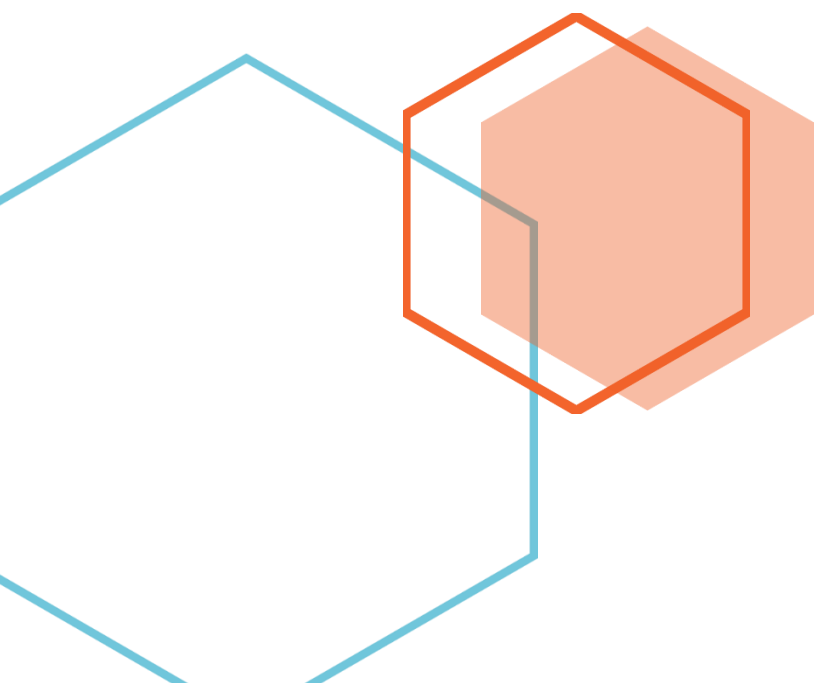
VII.10/Conclusion :

On a constaté que l'effort sismique est très important par rapport à l'effort du vent et que le rapport entre vent sur séisme et de l'ordre de 1% à la direction du X_1 , et de 1,47 % à la direction Y_1 avec de l'ordre de 2% à la direction du X_2 , et de 2,45% à la direction Y_2



Chapitre VIII:

Vérification des éléments



Chapitre VIII

Vérification des éléments

VIII.1/Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VIII.2/Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge 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 :

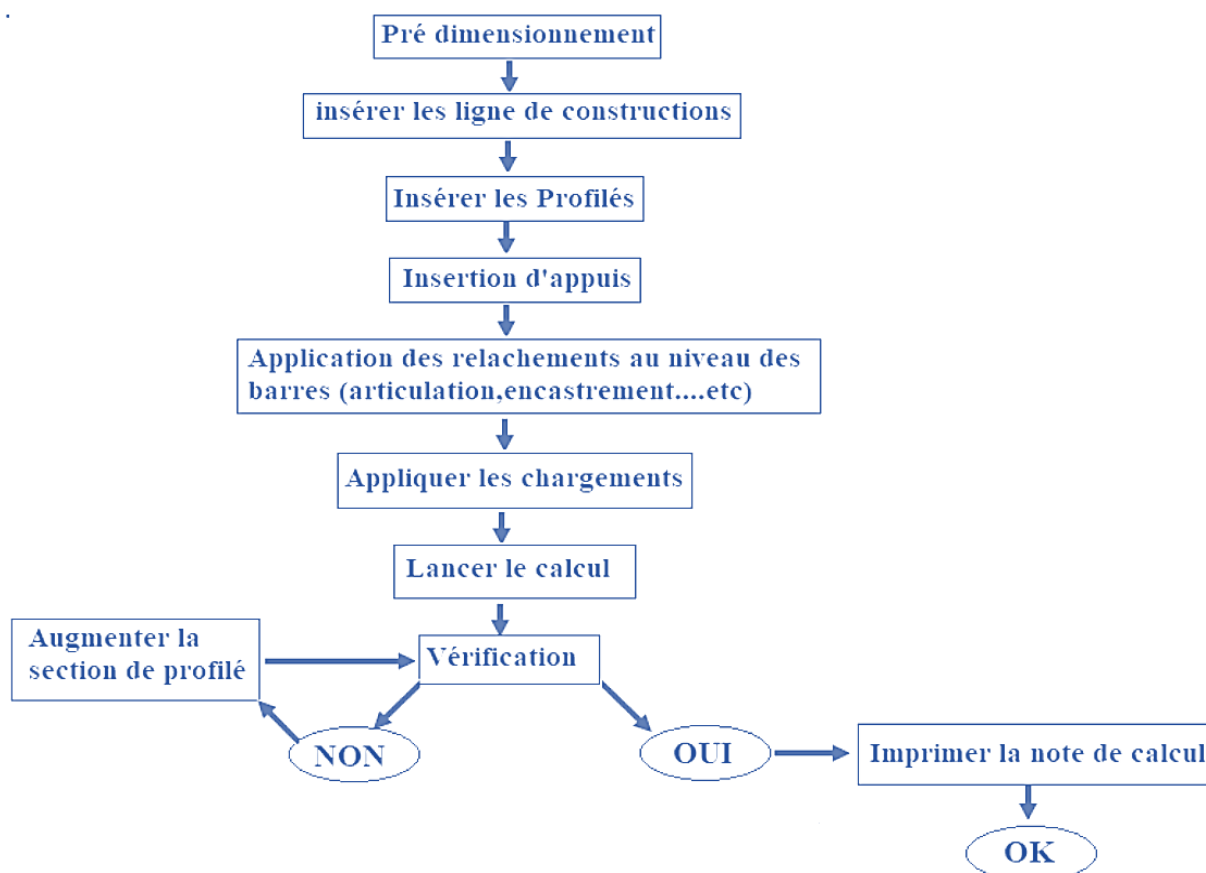


Figure VIII .1: Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

VIII.3/Etapes de modélisation :

VIII.3.1/Matériaux utilisés

a. Acier

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa
- Masse volumique : 7850 kg/m³
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81\,000$ MPa
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ /°C

b. Béton

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c\,28} = 25$ MPa
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{t\,28} = 0,6 + 0,06 f_{c\,28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- D'après l'article A.2.1,21 du BAEL 99 [xx], lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{c_j}^{1/3} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

VIII.4/Modélisation géométrique :

VIII.4.1/Vue en 3d :

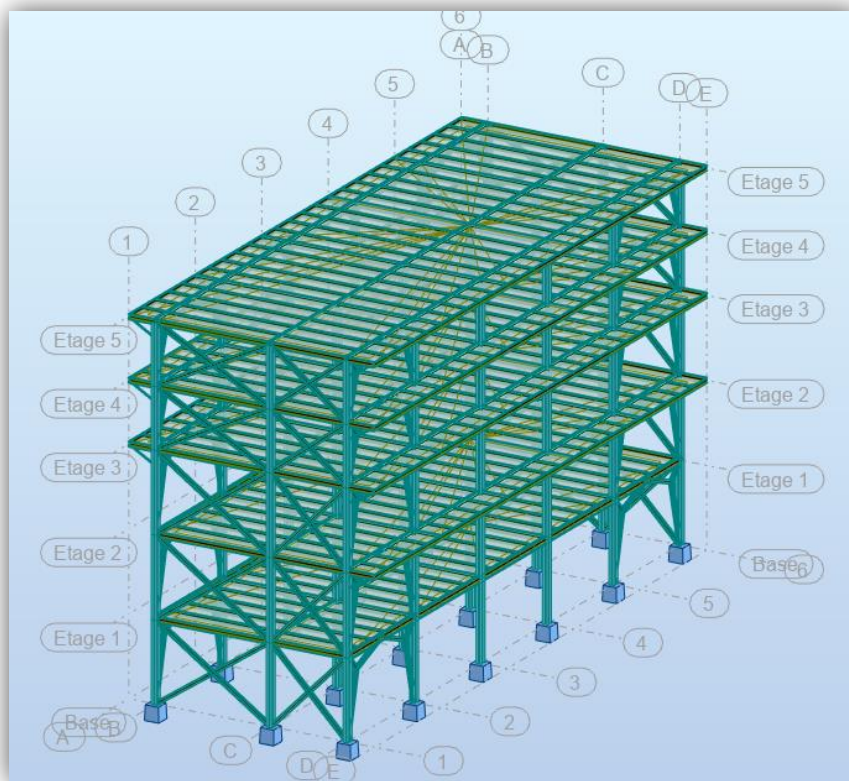


Figure VIII .2: Vue en 3D de la structure

VIII.4.2/Vue en plan du plancher :

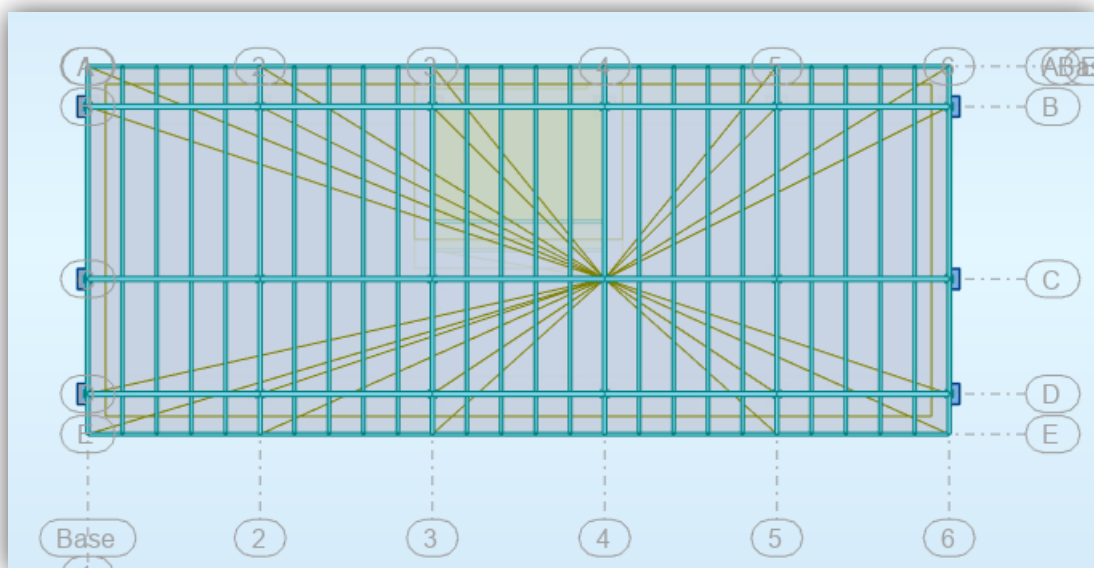


Figure VIII .3: Vue en plan du plancher terrasse

VIII.4.3/Vue en élévation de la face long pan :

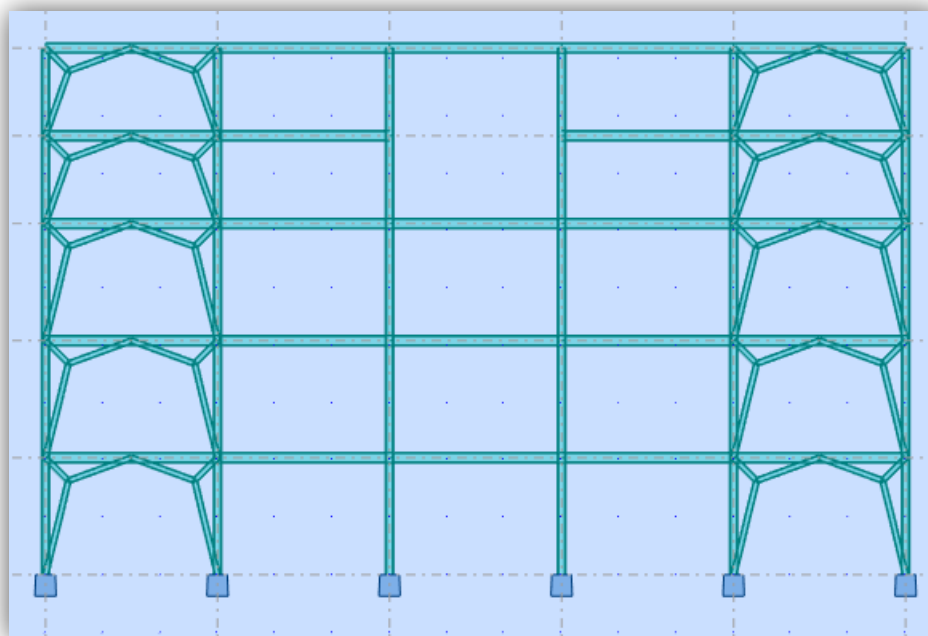


Figure VIII .4: Vue en élévation de la face long pan

VIII.4.4/Vue en élévation de la face pignon :

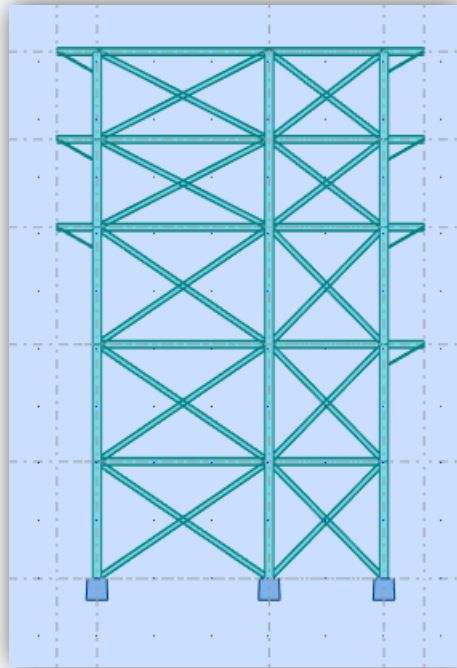


Figure IX-5 : Vue en élévation de la face pignon

VIII.5/Chargements :

1. Pour le plancher étage courant :

- la charge permanente dues aux revêtement $G = 2,14 \text{ KN/m}^2$ (Cofraplus 55 et dalle en BA est prise en considération lors de la modélisation du plancher).
- Plancher étage courant (Ateliers 1^{er} étage) ----- 4 KN/m^2
- Plancher étage courant (Bureaux et une salle de réunion 2^{eme} étage) -----2,5 KN/m^2
- Plancher étage courant (Salle d'exposition et un restaurant 3^{eme} étage) -----2,5 KN/m^2
- Plancher étage courant (Logement 4^{eme} étage) ----- 1,5 KN/m^2

2. Pour le plancher terrasse :

- la charge dues aux revêtement $G = 3,63 \text{ KN/ m}^2$ (Cofraplus 55 et dalle en BA est prise en considération lors de la modélisation du plancher).
- la surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ m}^2$

3. Pour l'escalier :

- la surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

VIII.6/Combinaison d'action :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	G + Q	Combinaison linéaire	ELS		(1+2+3)*1.00
8 (C)	1.35 G+1.5 Q	Combinaison linéaire	ELU		(1+2)*1.35+3*1.50
9 (C) (CQC)	G+Q+Ex	Combinaison linéaire	ACC		(1+2+3+5)*1.00
10 (C) (CQC)	G+Q+Ey	Combinaison linéaire	ACC		(1+2+3+6)*1.00
11 (C) (CQC)	0.80G+Ex	Combinaison linéaire	ACC		(1+2)*0.80+5*1.00
12 (C) (CQC)	0.80G-Ey	Combinaison linéaire	ACC		(1+2)*0.80+5*-1.00
13 (C) (CQC)	0.80G+Ey	Combinaison linéaire	ACC		(1+2)*0.80+6*1.00
14 (C) (CQC)	0.80G-Ey	Combinaison linéaire	ACC		(1+2)*0.80+6*-1.00
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2 Ex	Combinaison linéaire	ACC		(1+2+3+5)*1.20
16 (C) (CQC)	G+Q+1.2 Ey	Combinaison linéaire	ACC		(1+2+3)*1.00+6*1.20
17 (C)	Poids Total G	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	(1+2)*1.00
18 (C)	Com Vérification	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	(1+2)*1.00+3*0.20

Tableau VIII.1 : Tableau de combinaison d'action

VIII.7/ Les résultats de vérifications de l'ossature à l'aide du logiciel ROBOT :

VIII.7.1/ Vérification des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 3 Poteaux

PIECE: 13 Poteau_13

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 G+Q+Ey (1+2+3+6)*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Poteau HEA 300

h=29.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=94.85 cm ²	Az=37.28 cm ²	Ax=112.53 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm ⁴	Iz=6309.56 cm ⁴	Ix=85.57 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1383.27 cm ³	Wplz=641.17 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 91671.45 daN	My,Ed = -10538.61 daN*m	Mz,Ed = 220.12 daN*m	Vy,Ed = 163.81 daN
Nc,Rd = 309457.50 daN	My,Ed,max = -10538.61 daN*m		Mz,Ed,max = -447.72 daN*m
	Vy,T,Rd = 150594.43 daN		
Nb,Rd = 237939.04 daN	My,c,Rd = 38039.93 daN*m		Mz,c,Rd = 17632.18 daN*m Vz,Ed = 4297.33 daN
	MN,y,Rd = 30657.60 daN*m		MN,z,Rd = 17574.48 daN*m
	Vz,T,Rd = 59189.91 daN		
			Tt,Ed = -0.00 daN*m
			Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 4.08 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.37$	$L_z = 4.08 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 0.63$
$L_{cr,y} = 4.08 \text{ m}$	$X_y = 0.94$	$L_{cr,z} = 4.08 \text{ m}$	$X_z = 0.77$
$\text{Lamy} = 32.03$	$k_{yy} = 0.99$	$\text{Lamz} = 54.49$	$k_{yz} = 0.59$

FORMULES DE VERIFICATION:

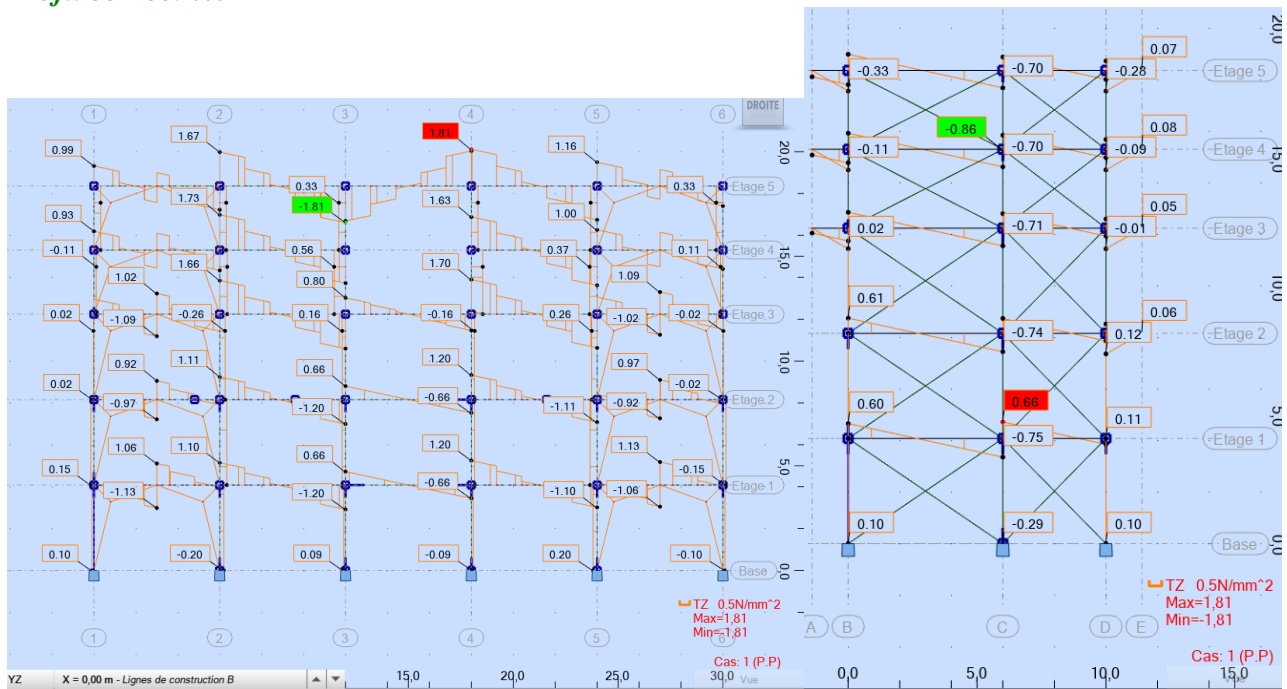
Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.48} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_y = 32.03 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ $\text{Lambda}_z = 54.49 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.60 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.55 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!



Cisaillement Tz selon XX et YY

VIII.7.2/ Vérification des poutres principaux:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 5 Poutre Principale

PIECE: 36 Poutre sec_36

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35 G+1.5 Q (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: poutre sec IPE 270**

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm ²	Az=22.14 cm ²	Ax=45.94 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=14.93 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm ³	Wplz=96.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -0.01 daN	My,Ed = -3909.99 daN*m	Mz,Ed = -0.00 daN*m	Vy,Ed = 0.00 daN
Nt,Rd = 126348.75 daN	My,pl,Rd = 13310.96 daN*m		Mz,pl,Rd = 2666.21 daN*m
	Vy,T,Rd = 49925.84 daN		Mz,c,Rd = 2666.21 daN*m
	My,c,Rd = 13310.96 daN*m		Vz,Ed
= -4146.80 daN	MN,y,Rd = 13310.96 daN*m		MN,z,Rd = 2666.21 daN*m
	Vz,T,Rd = 35144.58 daN		
	Mb,Rd = 5797.11 daN*m		Tt,Ed = -0.12 daN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 6935.14 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.43
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.39	fi,LT = 1.58	XLT,mod = 0.44

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

ANALYSE DETAILLEE

d'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 36 Poutre sec_36

OK



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre sec IPE 270

ht=27.0 cm			
bf=13.5 cm	Ay=27.54 cm ²	Az=17.82 cm ²	Ax=45.94 cm ²
ea=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=14.93 cm ⁴
es=1.0 cm	Wely=428.87 cm ³	Welz=62.20 cm ³	

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 6.00		<i>coordonnées réelles</i>	
Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m			
Raidisseur 1	des deux côtés	ts = 0.7 cm	hs = 25.0 cm
Raidisseur 2	des deux côtés	ts = 0.7 cm	hs = 25.0 cm

FORCES CONCENTREES

Positions des forces: *coordonnées réelles*

RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)

Symboles:

Lam _w	- élancement relatif de l'âme	[5.2.(5)]
kT	- coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement	[A.3.(1)]
Xw	- coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme)	[5.3.(1)]
Xf	- coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile)	[5.4.(1)]
Xv	- coefficient d'instabilité pour le cisaillement	[5.2.(1)]
Mf,Rd	- résistance de calcul des ailes de la section	[5.4.(1)]
VEd	- effort tranchant maximal dans le panneau	[5.2.(1)]
Vb,Rd	- résistance de calcul au voilement par cisaillement	[5.2.(1)]

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 1.00)

Point x = 6.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)

La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.

INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)

Symboles:

My,Ed	- moment fléchissant de calcul
Mz,Ed	- moment fléchissant de calcul

Condition de vérification: **(9.6)**

$I_{st} = 135.53 > 0.75 \cdot h_w \cdot t_w^3 = 5.38$

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

$N_{st,Ed} = 4146.80 \text{ daN}$ $M_{st,Ed} = 0.00 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $\text{Lam}_{st} = 0.00$

$X_{st} = 1.00$

$N_{st,Rd} = 40513.92 \text{ daN}$ $M_{st,Rd} = 552.17 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$e_N = 0.0 \text{ cm}$

Condition de vérification: **(EN 1993-1-1 & 6.3.3)**

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.10 < 1.0$

OK !

STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)

Symboles:

k - coefficient dépendant de la classe de la section [8.(1)]

A_w - aire du raidisseur [8.(1)]

A_{fc} - aire de l'aile comprimée [8.(1)]

$k = 0.30$

$A_w = 16.47 \text{ cm}^2$

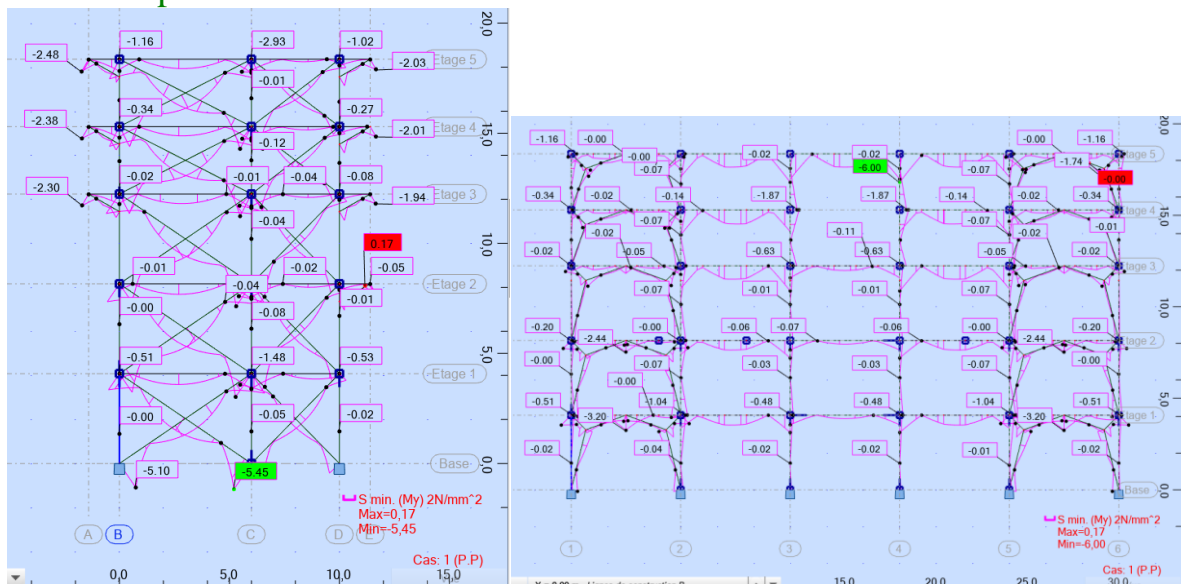
$A_{fc} = 13.77 \text{ cm}^2$

Condition de vérification: **(8.1)**

$D/t_w = 37.82 < k(E/f_yf) \cdot [A_w/A_{fc}]^{0.5} = 250.57$

OK !

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3



Flexion simple My selon XX et YY

VIII.7.3/ Vérifications des poutre secondaires :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 4 Poutre Secondaire

PIECE: 36 Poutre sec_36

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35 G+1.5 Q (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: poutre sec IPE 270**

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm ²	Az=22.14 cm ²	Ax=45.94 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=14.93 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm ³	Wplz=96.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -0.01 daN	My,Ed = -3909.99 daN*m	Mz,Ed = -0.00 daN*m	Vy,Ed = 0.00 daN
Nt,Rd = 126348.75 daN	My,pl,Rd = 13310.96 daN*m		Mz,pl,Rd = 2666.21 daN*m
	Vy,T,Rd = 49925.84 daN		
	My,c,Rd = 13310.96 daN*m		Mz,c,Rd = 2666.21 daN*m
= -4146.80 daN			Vz,Ed
	MN,y,Rd = 13310.96 daN*m		MN,z,Rd = 2666.21 daN*m
	Vz,T,Rd = 35144.58 daN		
	Mb,Rd = 5797.11 daN*m		Tt,Ed = -0.12 daN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 6935.14 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.43
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.39	fi,LT = 1.58	XLT,mod = 0.44

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

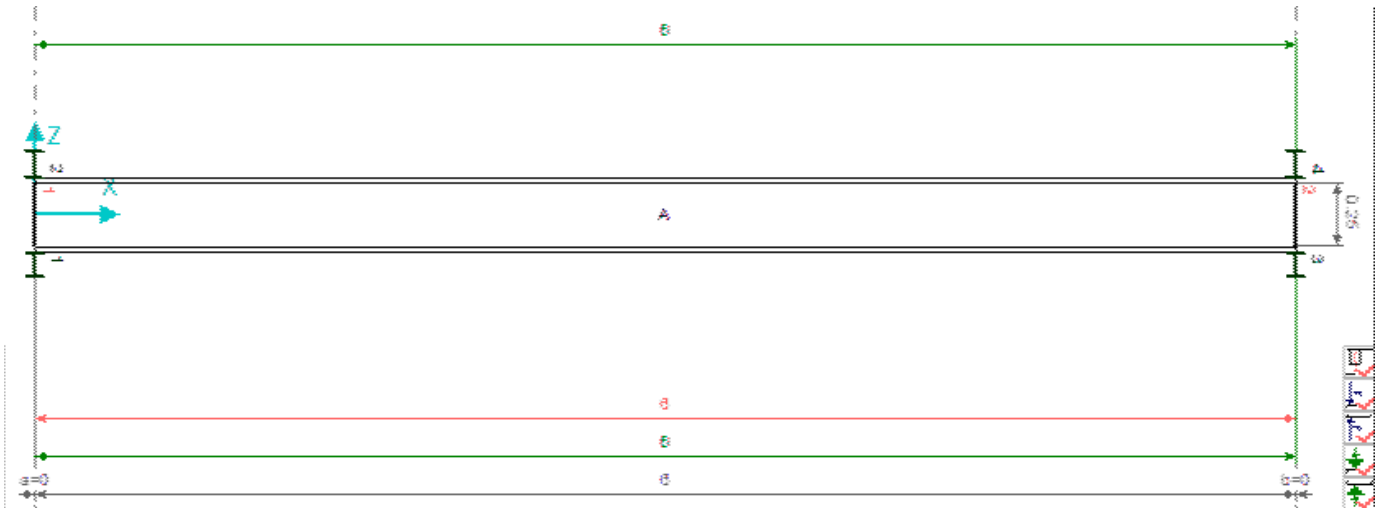
Profil correct !!!

ANALYSE DETAILLEE

d'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 36 Poutre sec_36





PARAMETRES DE LA SECTION: poutre sec IPE 270

ht=27.0 cm			
bf=13.5 cm	Ay=27.54 cm ²	Az=17.82 cm ²	Ax=45.94 cm ²
ea=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=14.93 cm ⁴
es=1.0 cm	Wely=428.87 cm ³	Welz=62.20 cm ³	

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 6.00 *coordonnées réelles*

Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m

Raidisseur 1 des deux côtés ts = 0.7 cm hs = 25.0 cm

Raidisseur 2 des deux côtés ts = 0.7 cm hs = 25.0 cm

FORCES CONCENTREES

Positions des forces: *coordonnées réelles*

RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)

Symboles:

Lam _w	- élanement relatif de l'âme	[5.2.(5)]
kT	- coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement	[A.3.(1)]
Xw	- coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme)	[5.3.(1)]
Xf	- coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile)	[5.4.(1)]
Xv	- coefficient d'instabilité pour le cisaillement	[5.2.(1)]
Mf,Rd	- résistance de calcul des ailes de la section	[5.4.(1)]
VEd	- effort tranchant maximal dans le panneau	[5.2.(1)]
Vb,Rd	- résistance de calcul au voilement par cisaillement	[5.2.(1)]

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 1.00)

Point x = 6.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)

La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.

INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)

Symboles:

My,Ed	- moment fléchissant de calcul
Mz,Ed	- moment fléchissant de calcul
NEd	- force axiale de calcul

<i>V_{Ed}</i>	- effort tranchant de calcul	
<i>M_{f,Rd}</i>	- résistance plastique à la flexion de la section à membrure(s)	[7.1.(1)]
<i>M_{y,pl,Rd}</i>	- résistance plastique de la poutre en flexion	[7.1.(1)]
<i>V_{b,Rd}</i>	- résistance de calcul en cisaillement	[5.2.(1)]

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 1.00)

Point x = 6.00 m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

STABILITE DES RAIDISSEURS TRANSVERSAUX (EC3 article 9)

Symboles:

<i>b_w</i>	- largeur efficace de l'âme	[9.1.(2)]
<i>A_{st}</i>	- aire de surface du raidisseur	[9.1.(2)]
<i>I_{st}</i>	- moment d'inertie du raidisseur	[9.1.(2)]
<i>Sig_{cr,c}</i>	- contrainte critique d'Euler (modèle poteau)	[9.1.(5)]
<i>Sig_{cr,p}</i>	- contrainte critique d'Euler (modèle dalle)	[9.1.(5)]
<i>u</i>	- coefficient pour le calcul de <i>I_{st,min}</i>	[9.1.(5)]
<i>Sig_m</i>	- contrainte due aux actions latérales	[9.1.(5)]
<i>I_{st,min}</i>	- rigidité minimale due à l'action des panneaux	[9.1.(5)]
<i>I_p</i>	- moment d'inertie polaire du raidisseur	[9.1.(7)]
<i>I_t</i>	- moment d'inertie du raidisseur en torsion	[9.1.(7)]
<i>N_{st,Ed}</i>	- effort de compression pour le raidisseur	[9.3.3.(3)]
<i>M_{st,Ed}</i>	- moment additionnel dû aux actions latérales des panneaux	[9.1.(6)]
<i>Lam,st</i>	- élancement relatif du raidisseur pour le flambement	[9.4.(2)]
<i>X_{st}</i>	- coefficient de flambement pour le raidisseur	[9.4.(2)]
<i>N_{st,b,Rd}</i>	- résistance au flambement du raidisseur	[9.1.(3)]
<i>e_N</i>	- excentrement de l'effort de compression du raidisseur unilatéral	[9.4.(3)]
<i>M_{st,Rd}</i>	- résistance du raidisseur en flexion dans le plan perpendiculaire à l'âme	[9.4.(3)]

Raidisseur 1 Point x = 0.00 m

Cas de charge décisif: 8 1.35 G+1.5 Q (1+2)*1.35+3*1.50

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

b_w = 9.5 cm *A_{st}* = 14.73 cm² *I_{st}* = 135.53 cm⁴ *Sig_{cr,c}* = 0.23 MPa
Sig_{cr,p} = 3174.36 MPa *u* = 6.79 *Sig_m* = 0.00 MPa *I_{st,lim}* = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

I_T = 0.62 cm⁴ *I_p* = 58.37 cm⁴

Condition de vérification: **(9.3)**

$((I_T/I_p)/(5.3 \cdot f_y/E)) = 1.52 > 1.0$

OK !

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: **(9.6)**

I_{st} = 135.53 > 0.75**h_w***t_w*³ = 5.38

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

N_{st,Ed} = 4056.20 daN *M_{st,Ed}* = 0.00 daN*m *Lam,st* = 0.00 *X_{st}* = 1.00
N_{st,b,Rd} = 40513.92 daN *M_{st,Rd}* = 552.17 daN*m *e_N* = 0.0 cm

Condition de vérification: **(EN 1993-1-1 & 6.3.3)**

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.10 < 1.0$

OK !

Raidisseur 2 Point x = 6.00 m

Cas de charge décisif: 8 1.35 G+1.5 Q (1+2)*1.35+3*1.50

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

b_w = 9.5 cm *A_{st}* = 14.73 cm² *I_{st}* = 135.53 cm⁴ *Sig_{cr,c}* = 0.23 MPa
Sig_{cr,p} = 3174.36 MPa *u* = 6.79 *Sig_m* = 0.00 MPa *I_{st,lim}* = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

I_T = 0.62 cm⁴ *I_p* = 58.37 cm⁴

Condition de vérification: **(9.3)**

$((I_T/I_p)/(5.3 \cdot f_y/E)) = 1.52 > 1.0$

OK !

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: **(9.6)**

$I_{st} = 135.53 > 0.75 \cdot h_w \cdot t_w^3 = 5.38$

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

$N_{st,Ed} = 4146.80 \text{ daN}$ $M_{st,Ed} = 0.00 \text{ daN} \cdot \text{m}$ $\lambda_{m,st} = 0.00$

$X_{st} = 1.00$

$N_{st,b,Rd} = 40513.92 \text{ daN}$ $M_{st,Rd} = 552.17 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$e_N = 0.0 \text{ cm}$

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.10 < 1.0$

OK !

STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)

Symboles:

- k - coefficient dépendant de la classe de la section [8.(1)]
- A_w - aire du raidisseur [8.(1)]
- A_{fc} - aire de l'aile comprimée [8.(1)]

$k = 0.30$

$A_w = 16.47 \text{ cm}^2$

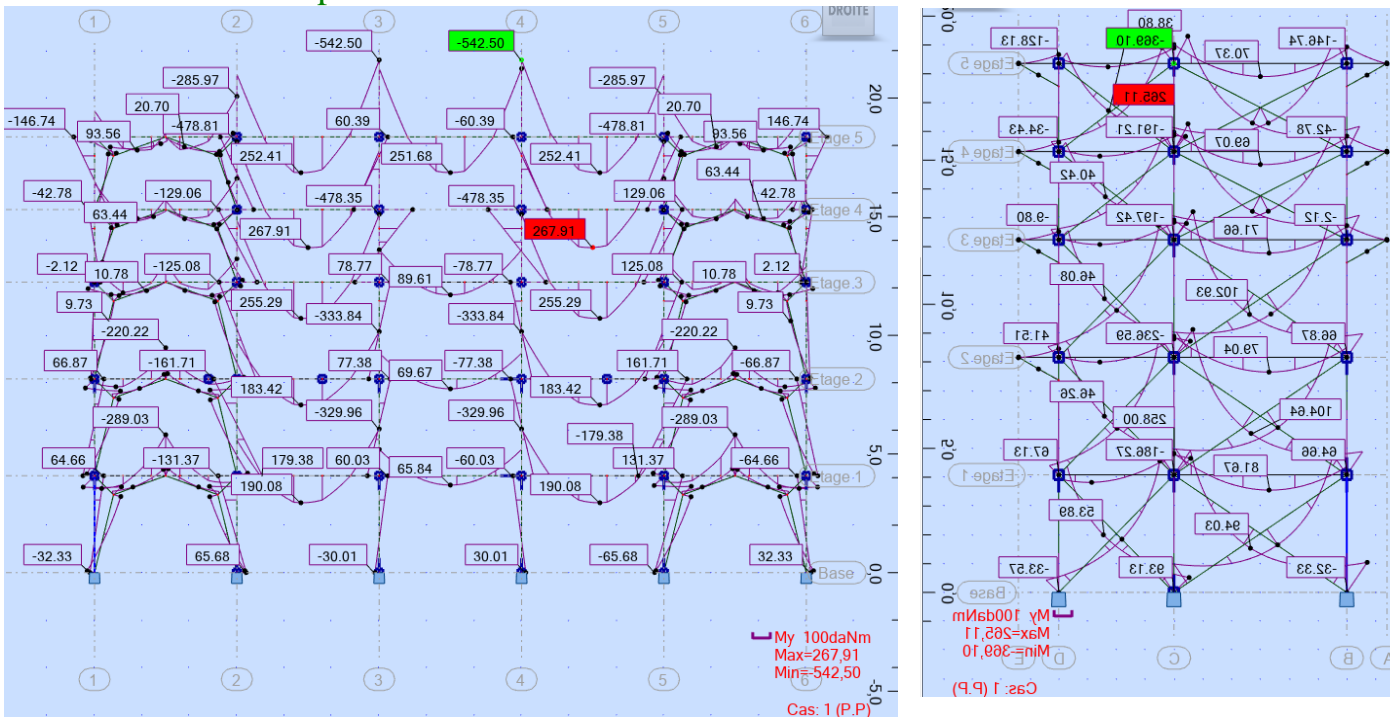
$A_{fc} = 13.77 \text{ cm}^2$

Condition de vérification: (8.1)

$D/t_w = 37.82 < k(E/f_{yf}) \cdot [A_w/A_{fc}]^{0.5} = 250.57$

OK !

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3



Moment My selon XX et YY

VIII.7.4/ Vérification des solives :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 2 Solive

PIECE: 458 Solive_458

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35 G+1.5 Q (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.46 cm ²	Az=22.14 cm ²	Ax=45.95 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=16.02 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=484.00 cm ³	Wplz=96.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.00 daN	My,Ed = -4320.72 daN*m	Mz,Ed = 0.00 daN*m	
Nc,Rd = 126362.50 daN	My,Ed,max = -4320.72 daN*m		Mz,Ed,max = -0.00 daN*m
Nb,Rd = 126362.50 daN	My,c,Rd = 13310.00 daN*m		Mz,c,Rd = 2666.13 daN*m
= 4782.10 daN			Vz,Ed
	MN,y,Rd = 13310.00 daN*m		MN,z,Rd = 2666.13 daN*m
	Vz,T,Rd = 35151.85 daN		
	Mb,Rd = 4977.30 daN*m		Tt,Ed = 0.14 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 5702.34 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.37
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.53	fi,LT = 1.77	XLT,mod = 0.37

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

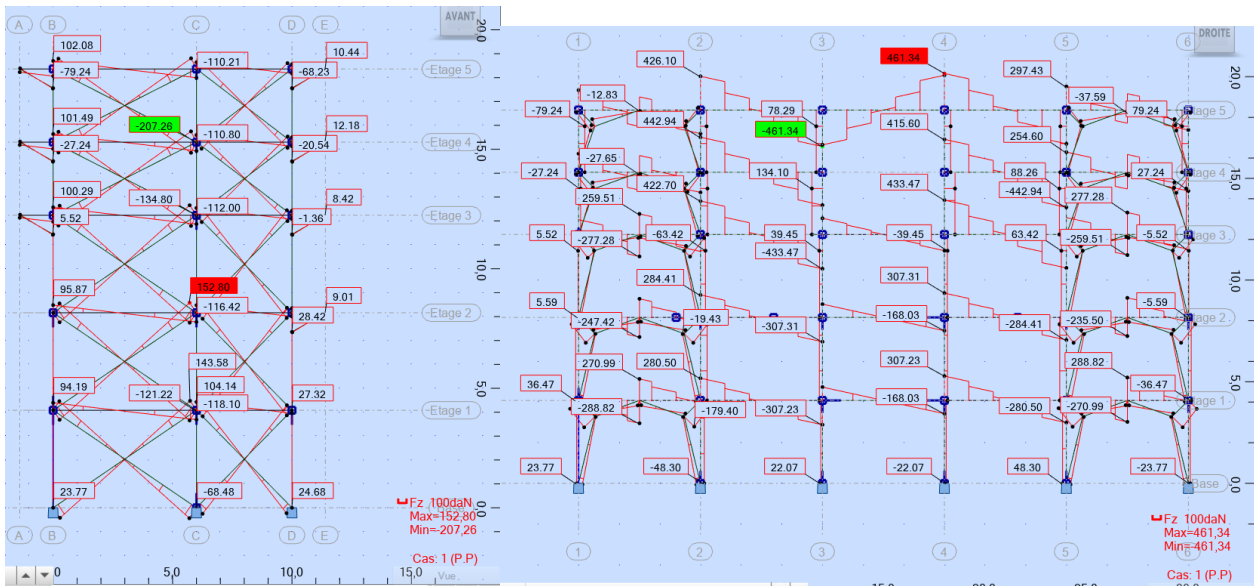
Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.14 < 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 = 0.87 < 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) = 0.87 < 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) = 0.87 < 1.00 (6.3.3.(4))

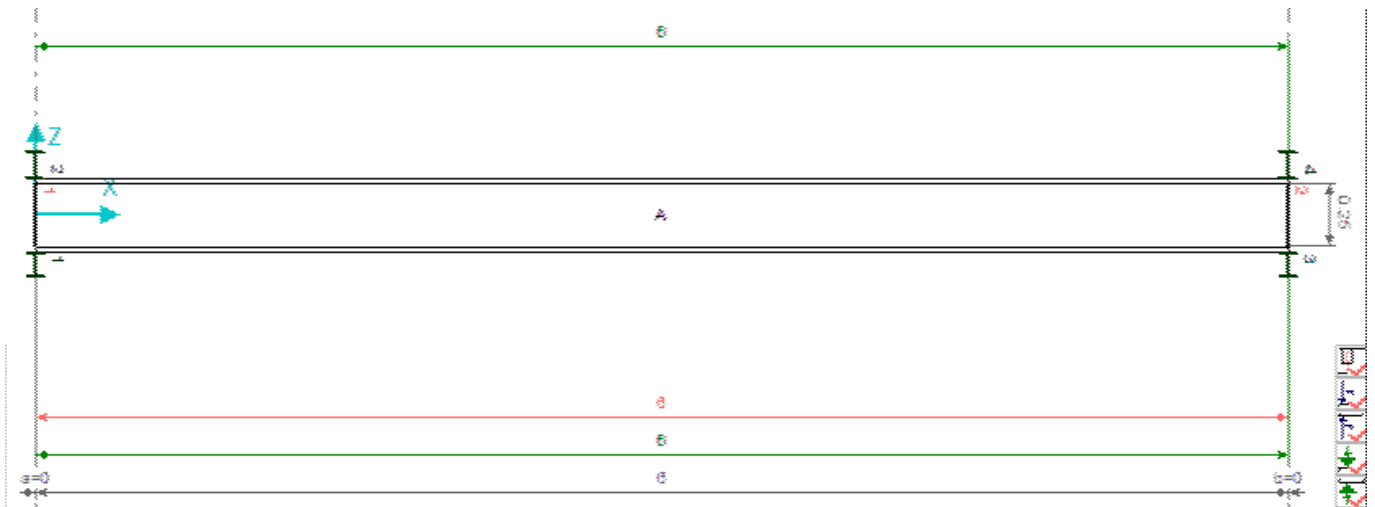
Profil correct !!!



Force F_z selon XX et YY

ANALYSE DETAILLEE
D'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 458 Solive _458



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

ht=27.0 cm			
bf=13.5 cm	$A_y=27.54 \text{ cm}^2$	$A_z=17.82 \text{ cm}^2$	$A_x=45.95 \text{ cm}^2$
ea=0.7 cm	$I_y=5789.78 \text{ cm}^4$	$I_z=419.87 \text{ cm}^4$	$I_x=16.02 \text{ cm}^4$
es=1.0 cm	$W_{ely}=428.87 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=62.20 \text{ cm}^3$	

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 6.00		<i>coordonnées réelles</i>	
Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m			
Raidisseur 1	des deux côtés	ts = 0.7 cm	hs = 25.0 cm
Raidisseur 2	des deux côtés	ts = 0.7 cm	hs = 25.0 cm

FORCES CONCENTREES

Positions des forces:

coordonnées réelles

RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)

Symboles:

Lam_w	- élanement relatif de l'âme	[5.2.(5)]
kT	- coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement	[A.3.(1)]
Xw	- coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme)	[5.3.(1)]
Xf	- coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile)	[5.4.(1)]
Xv	- coefficient d'instabilité pour le cisaillement	[5.2.(1)]
Mf,Rd	- résistance de calcul des ailes de la section	[5.4.(1)]
VEd	- effort tranchant maximal dans le panneau	[5.2.(1)]
Vb,Rd	- résistance de calcul au voilement par cisaillement	[5.2.(1)]

Panneau A

Coordonnées du panneau A

x = (0.00 ; 1.00)

Point x = 0.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)

La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.

INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)

Symboles:

M_y,Ed	- moment fléchissant de calcul	
M_z,Ed	- moment fléchissant de calcul	
NEd	- force axiale de calcul	
VEd	- effort tranchant de calcul	
Mf,Rd	- résistance plastique à la flexion de la section à membrure(s)	[7.1.(1)]
M_y,pl,Rd	- résistance plastique de la poutre en flexion	[7.1.(1)]
Vb,Rd	- résistance de calcul en cisaillement	[5.2.(1)]

Panneau A

Coordonnées du panneau A

x = (0.00 ; 1.00)

Point x = 0.00 m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($VEd/Vb,Rd < 0.5$);**STABILITE DES RAIDISSEURS TRANSVERSAUX (EC3 article 9)**

Symboles:

b_w	- largeur efficace de l'âme	[9.1.(2)]
A_{st}	- aire de surface du raidisseur	[9.1.(2)]
I_{st}	- moment d'inertie du raidisseur	[9.1.(2)]
$\sigma_{cr,c}$	- contrainte critique d'Euler (modèle poteau)	[9.1.(5)]
$\sigma_{cr,p}$	- contrainte critique d'Euler (modèle dalle)	[9.1.(5)]
u	- coefficient pour le calcul de $I_{st,min}$	[9.1.(5)]
σ_m	- contrainte due aux actions latérales	[9.1.(5)]
$I_{st,min}$	- rigidité minimale due à l'action des panneaux	[9.1.(5)]
I_p	- moment d'inertie polaire du raidisseur	[9.1.(7)]
I_t	- moment d'inertie du raidisseur en torsion	[9.1.(7)]
$N_{st,Ed}$	- effort de compression pour le raidisseur	[9.3.3.(3)]
$M_{st,Ed}$	- moment additionnel dû aux actions latérales des panneaux	[9.1.(6)]
Lam,st	- élanement relatif du raidisseur pour le flambement	[9.4.(2)]
X_{st}	- coefficient de flambement pour le raidisseur	[9.4.(2)]
$N_{st,b,Rd}$	- résistance au flambement du raidisseur	[9.1.(3)]
eN	- excentrement de l'effort de compression du raidisseur unilatéral	[9.4.(3)]
$M_{st,Rd}$	- résistance du raidisseur en flexion dans le plan perpendiculaire à l'âme	[9.4.(3)]

Raidisseur 1

Point x = 0.00 m

Cas de charge décisif:	8 1.35 G+1.5 Q (1+2)*1.35+3*1.50		
Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))			
bw = 9.5 cm	Ast = 14.73 cm ²	Ist = 135.53 cm ⁴	Sig,cr,c = 0.23 MPa
Sig,cr,p = 3174.36 MPa	u = 6.79	Sig,m = 0.00 MPa	Ist,lim = 0.00 cm ⁴
Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))			
IT = 0.62 cm ⁴	Ip = 58.37 cm ⁴		
Condition de vérification: (9.3)			
((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 1.52 > 1.0			OK !
Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))			
Condition de vérification: (9.6)			
Ist = 135.53 > 0.75*hw*tw ³ = 5.38			OK !
Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)			
Nst,Ed = 4782.10 daN	Mst,Ed = 0.00 daN*m	Lam,st = 0.00	Xst = 1.00
Nst,b,Rd = 40513.92 daN	Mst,Rd = 552.17 daN*m		eN = 0.0 cm
Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)			
Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.12 < 1.0			OK !

Raidisseur 2

Point x = 6.00 m

Cas de charge décisif:	8 1.35 G+1.5 Q (1+2)*1.35+3*1.50		
Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))			
bw = 9.5 cm	Ast = 14.73 cm ²	Ist = 135.53 cm ⁴	Sig,cr,c = 0.23 MPa
Sig,cr,p = 3174.39 MPa	u = 6.79	Sig,m = 0.00 MPa	Ist,lim = 0.00 cm ⁴
Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))			
IT = 0.62 cm ⁴	Ip = 58.37 cm ⁴		
Condition de vérification: (9.3)			
((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 1.52 > 1.0			OK !
Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))			
Condition de vérification: (9.6)			
Ist = 135.53 > 0.75*hw*tw ³ = 5.38			OK !
Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)			
Nst,Ed = 3342.46 daN	Mst,Ed = 0.00 daN*m	Lam,st = 0.00	Xst = 1.00
Nst,b,Rd = 40513.92 daN	Mst,Rd = 552.17 daN*m		eN = 0.0 cm
Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)			
Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.08 < 1.0			OK !

STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)

Symboles:

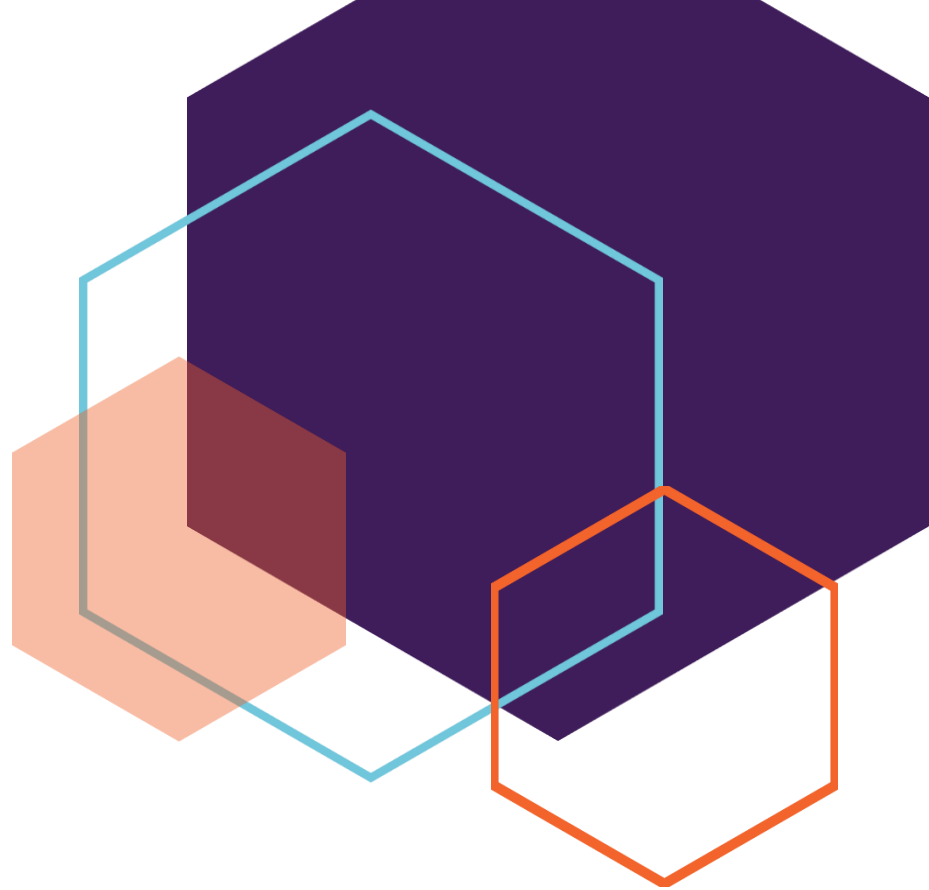
k	- coefficient dépendant de la classe de la section	[8.(1)]
Aw	- aire du raidisseur	[8.(1)]
Afc	- aire de l'aile comprimée	[8.(1)]

k = 0.30	Aw = 16.47 cm ²	Afc = 13.77 cm ²
Condition de vérification: (8.1)		
D/tw = 37.82 < k(E/fyf)*[Aw/Afc] ^{0.5} = 250.57		OK !

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3

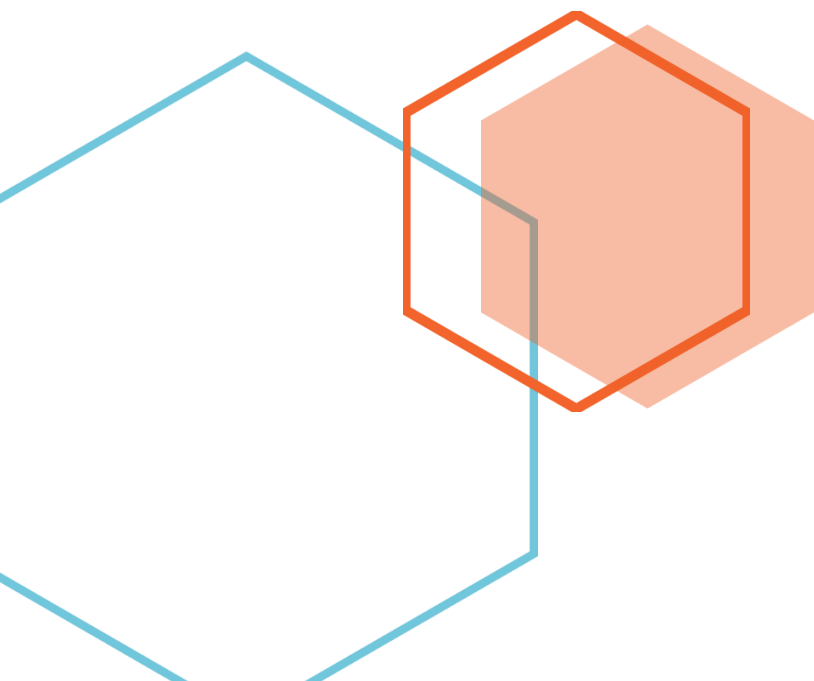
VIII.8/ Profilé utilisé dans la structure :

Eléments	Profilé adopté
▪ Solives	IPE220
▪ Poutre principale plancher courant ▪ Poutre principale plancher courant ▪ Poutre principale plancher courant ▪ Poutre principale plancher Terrasse	IPE360
▪ Poutres secondaires	IPE270
▪ Poteaux	HEA300



Chapitre IX:

Calcul des Assemblage



Chapitre IX :

Calcul des assemblages

IX.1/Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

IX.2/Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

IX.2.1/Le boulonnage :

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

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N /mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{Ub} (N /mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau IX.1: Résistance des boulons.

IX.2.2/Le soudage :

Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique ou Le soudage à l'arc à l'électrode enrobée (SAEE), soudage manuel ou soudage à la baguette est le plus connu des procédés de soudure. Lorsque l'on approche l'électrode enrobée des pièces à assembler, il se crée un arc électrique qui dégage un fort pouvoir calorifique qui provoque la fusion de l'électrode.

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

IX.2.3/Fonctionnement par adhérence :

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

IX.2.4/Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,5$

IX.2.5/ Coefficient de frottement :

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

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

IX.3/ Rôle des assemblages :

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

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

IX.4/ Calculs des assemblages :**IX.4.1/Assemblage poutre principale poteau :**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <hr/> <p>Ratio 0,66</p>
---	---	---

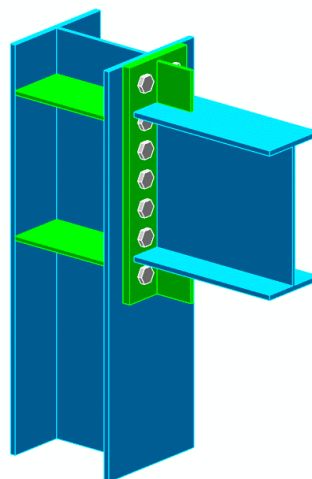


Figure IX-1 : Vue 3D de l'assemblage poutre principal poteau

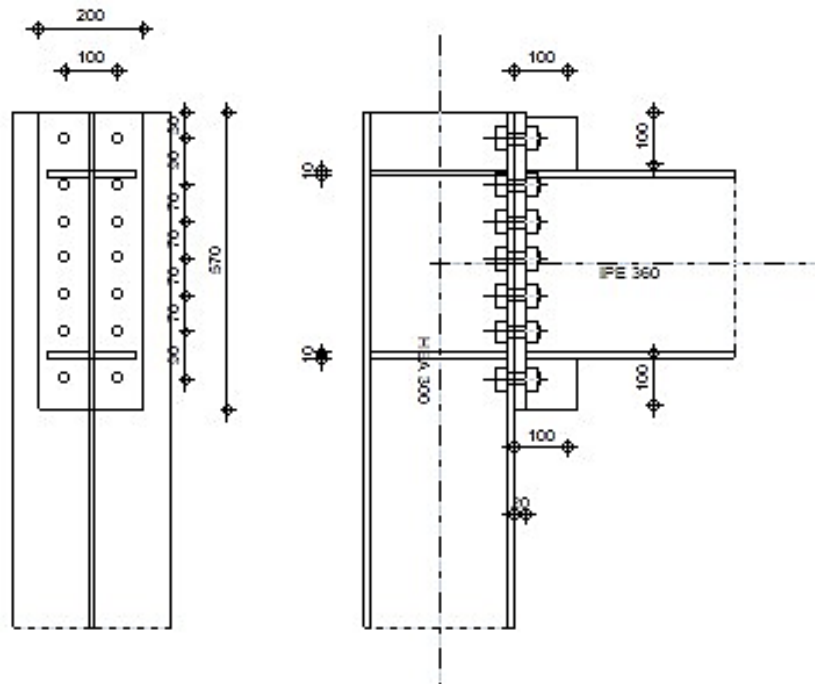


Figure IX-2 : Détail de l'assemblage poutre principal poteau

GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 26
 Barres de la structure: 23, 29

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 23
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 29
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$I_{xb} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	26179,20	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	50	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe $p_i =$	90; 70; 70; 70; 70; 90	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	570	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR SUPERIEUR

$h_u =$	100	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{wu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur vertical
$l_u =$	100	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
Matériau:	ACIER		
$f_{yu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR INFERIEUR

$h_d =$	100	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{wd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur vertical
$l_d =$	100	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[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: 14: $0.80G-Ey (1+2) * 0.80+6*-1.00$

$M_{b1,Ed} =$	7715,29	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	2578,39	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	37295,27	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	6244,72	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-22340,36	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-64082,46	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-1696,66	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-13037,86	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-65553,85	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	200005,30	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILEMENT

$A_{vb} =$	51,14	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	81191,21	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,03 < 1,00	vérifié (0,03)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1019,22	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	28028,55	[daN*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

$W_{pl} =$	1019,22	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	28028,55	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	28028,55	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	347	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	80704,15	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT**

$M_{b1,Ed} =$	7715,29	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]

$M_{b1,Ed} = 7715,29$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
 $V_{c1,Ed} = -22340,36$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]
 $V_{c2,Ed} = -13037,86$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]
 $Z = 369$ [mm] Bras de levier [6.2.5]
 $V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$
 $V_{wp,Ed} = 25579,75$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 37,28$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $d_s = 350$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,fc,Rd} = 404,25$ [daN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,stu,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,sti,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$
 $V_{wp,Rd} = 56759,53$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,45 < 1,00$ vérifié (0,45)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 283$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,81$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 92,51$ [MPa] 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)]
 $A_s = 29,15$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 133466,01$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 208$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,96$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,82$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 2,37$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 124020,48$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 124020,48$ [daN] 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	24	-	100	-	133	152	132	132	132	0	0	0	0
2	24	-	100	-	70	152	193	152	193	146	117	117	117
3	24	-	100	-	70	152	222	152	222	140	70	70	70
4	24	-	100	-	70	152	222	152	222	140	70	70	70
5	24	-	100	-	70	152	222	152	222	140	70	70	70
6	24	-	100	-	70	152	193	152	193	146	117	117	117
7	24	-	100	-	93	152	193	152	193	169	129	129	129

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	39	-	50	-	133	246	236	236	236	256	192	192	192
2	39	-	50	-	70	246	314	246	314	193	239	193	239
3	39	-	50	-	70	246	219	219	219	140	70	70	70
4	39	-	50	-	70	246	219	219	219	140	70	70	70
5	39	-	50	-	70	246	219	219	219	140	70	70	70
6	39	-	50	-	70	246	266	246	266	193	191	191	191
7	39	-	50	-	93	246	260	246	260	216	197	197	197

- 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} = 26179,20 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 B_{p,Rd} = 29957,22 [daN] 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 fléchée à la flexion
- F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [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} = Min (F _{t1,Rd,comp})	29263,59	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 29550,14	29550,14	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 29263,59	29263,59	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 43788,18	43788,18	Platine d'about - traction
B _{p,Rd} = 59914,44	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	32994,68	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 33866,37	33866,37	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 32994,68	32994,68	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 48643,56	48643,56	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 54202,47	54202,47	Ame de la poutre - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	6385,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 33866,37$	33866,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 32994,68$	32994,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 42762,00$	42762,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 48256,36$	48256,36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 41825,51 - 32994,68$	8830,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 39380,11 - 32994,68$	6385,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 41825,51 - 32994,68$	8830,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 39380,11 - 32994,68$	6385,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 77440,21 - 32994,68$	44445,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 67984,54 - 32994,68$	34989,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 77440,21 - 32994,68$	44445,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 67984,54 - 32994,68$	34989,86	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	10624,69	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 33866,37$	33866,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 32994,68$	32994,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 42762,00$	42762,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 48256,36$	48256,36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 31246,38 - 6385,43$	24860,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 30751,63 - 6385,43$	24366,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 57448,70 - 39380,11$	18068,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 50004,80 - 39380,11$	10624,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 57448,70 - 39380,11$	18068,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 50004,80 - 39380,11$	10624,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 39273,92 - 6385,43$	32888,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 30800,00 - 6385,43$	24414,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 106325,90 - 39380,11$	66945,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 83384,54 - 39380,11$	44004,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 106325,90 - 39380,11$	66945,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 83384,54 - 39380,11$	44004,43	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	8273,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 33866,37$	33866,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 32994,68$	32994,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 42762,00$	42762,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 48256,36$	48256,36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 31246,38 - 10624,69$	20621,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 30751,63 - 10624,69$	20126,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 46869,57 - 17010,12$	29859,45	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 43085,15 - 17010,12$	26075,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 73071,88 - 50004,80$	23067,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 58278,66 - 50004,80$	8273,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 73071,88 - 50004,80$	23067,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 58278,66 - 50004,80$	8273,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 39273,92 - 10624,69$	28649,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 30800,00 - 10624,69$	20175,31	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 58910,88 - 17010,12$	41900,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 46200,00 - 17010,12$	29189,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 125962,86 - 50004,80$	75958,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 98784,54 - 50004,80$	48779,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 125962,86 - 50004,80$	75958,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 98784,54 - 50004,80$	48779,74	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	9732,34	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 33866,37$	33866,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 32994,68$	32994,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 45650,01$	45650,01	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 54202,47$	54202,47	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum^5 F_{ij,Rd} = 41825,51 - 8273,86$	33551,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum^5 F_{ij,Rd} = 39380,11 - 8273,86$	31106,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 57448,70 - 18898,55$	38550,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 50004,80 - 18898,55$	31106,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 73071,88 - 25283,98$	47787,91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 58278,66 - 25283,98$	32994,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 99274,20 - 58278,66$	40995,54	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 68011,00 - 58278,66$	9732,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum^5 F_{ij,Rd} = 73218,00 - 8273,86$	64944,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum^5 F_{ij,Rd} = 57420,16 - 8273,86$	49146,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 92854,96 - 18898,55$	73956,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 72820,16 - 18898,55$	53921,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 112491,92 - 25283,98$	87207,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 88220,16 - 25283,98$	62936,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 179543,90 - 58278,66$	121265,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 140804,70 - 58278,66$	82526,04	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	32994,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 33866,37$	33866,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 32994,68$	32994,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 45308,75$	45308,75	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement

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	414	29263,59	29550,14	29263,59	43788,18	-	52358,40	59914,44
2	324	32994,68	33866,37	32994,68	48643,56	54202,47	52358,40	59914,44

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}
3	254	6385,43	33866,37	32994,68	42762,00	48256,36	52358,40	59914,44
4	184	10624,69	33866,37	32994,68	42762,00	48256,36	52358,40	59914,44
5	114	8273,86	33866,37	32994,68	42762,00	48256,36	52358,40	59914,44
6	44	9732,34	33866,37	32994,68	45650,01	54202,47	52358,40	59914,44
7	-46	32994,68	33866,37	32994,68	45308,75	-	52358,40	59914,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 130269,27 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$Nb1,Ed / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	29263,59	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 29550,14	29550,14	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 29263,59	29263,59	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 43788,18	43788,18	Platine d'about - traction
B _{p,Rd} = 59914,44	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} = 56759,53	56759,53	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 124020,48	124020,48	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 80704,15	80704,15	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} = Min (F _{t2,Rd,comp})	27495,94	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 33866,37	33866,37	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 32994,68	32994,68	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 48643,56	48643,56	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 54202,47	54202,47	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 59914,44	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 56759,53 - 29263,59	27495,94	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 124020,48 - 29263,59	94756,89	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 80704,15 - 29263,59	51440,56	Aile de la poutre - compression

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 22896,56 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F _{t3,Rd,comp} - Formule	F _{t3,Rd,comp}	Composant
F _{t3,Rd} = Min (F _{t3,Rd,comp})	4599,38	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(3)} = 33866,37	33866,37	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(3)} = 32994,68	32994,68	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(3)} = 42762,00	42762,00	Platine d'about - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3)} = 48256,36$	48256,36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 56759,53 - 52160,15$	4599,38	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 124020,48 - 52160,15$	71860,33	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 80704,15 - 52160,15$	28544,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 41825,51 - 22896,56$	18928,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 39380,11 - 22896,56$	16483,55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 41825,51 - 22896,56$	18928,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 39380,11 - 22896,56$	16483,55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 77440,21 - 22896,56$	54543,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 67984,54 - 22896,56$	45087,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 77440,21 - 22896,56$	54543,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 67984,54 - 22896,56$	45087,99	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 33866,37$	33866,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 32994,68$	32994,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 42762,00$	42762,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 48256,36$	48256,36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59914,44$	59914,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 56759,53 - 56759,53$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 124020,48 - 56759,53$	67260,95	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 80704,15 - 56759,53$	23944,62	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 31246,38 - 4599,38$	26647,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 30751,63 - 4599,38$	26152,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 57448,70 - 27495,94$	29952,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 50004,80 - 27495,94$	22508,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 57448,70 - 27495,94$	29952,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 50004,80 - 27495,94$	22508,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 39273,92 - 4599,38$	34674,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 30800,00 - 4599,38$	26200,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 106325,90 - 27495,94$	78829,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 83384,54 - 27495,94$	55888,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 106325,90 - 27495,94$	78829,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 83384,54 - 27495,94$	55888,61	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

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	414	29263,59	29550,14	29263,59	43788,18	-	52358,40	59914,44
2	324	22896,56	33866,37	32994,68	48643,56	54202,47	52358,40	59914,44
3	254	4599,38	33866,37	32994,68	42762,00	48256,36	52358,40	59914,44
4	184	-	33866,37	32994,68	42762,00	48256,36	52358,40	59914,44
5	114	-	33866,37	32994,68	42762,00	48256,36	52358,40	59914,44
6	44	-	33866,37	32994,68	45650,01	54202,47	52358,40	59914,44

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}
7	-46	-	33866,37	32994,68	45308,75	-	52358,40	59914,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 20681,99 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,37 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 21248,73 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 26179,20 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 19130,22 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 18394,44 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	29263,59	8377,98	29263,59	10916,61	19294,59	31311,22
2	32994,68	9446,17	22896,56	8541,43	17987,59	32068,96
3	6385,43	1828,11	4599,38	1715,77	3543,88	38260,44
4	10624,69	3041,78	0,00	0,00	3041,78	38260,44
5	8273,86	2368,75	0,00	0,00	2368,75	38260,44
6	9732,34	2786,31	0,00	0,00	2786,31	38260,44
7	32994,68	9446,17	0,00	0,00	9446,17	37020,94

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 253442,90 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 109,51 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 49,68 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 59,83 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 30763,67 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	109,51	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	73,74	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	73,74	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	4,31	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	147,47 < 404,71	vérifié	(0,36)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	147,66 < 404,71	vérifié	(0,36)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	73,74 < 309,60	vérifié	(0,24)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

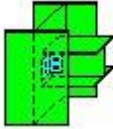

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,66

IX.4.2/Assemblage poteau poutre secondaire :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

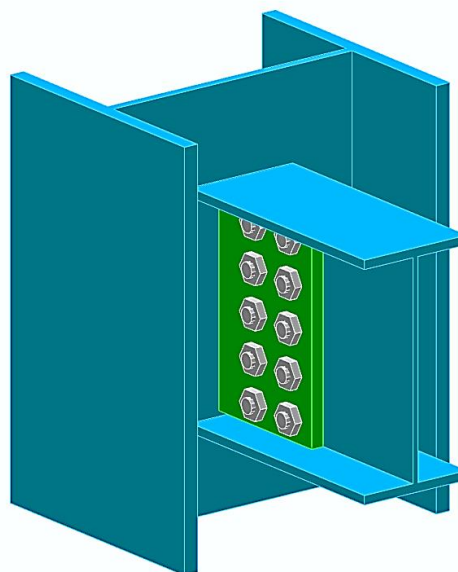


Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre secondaire

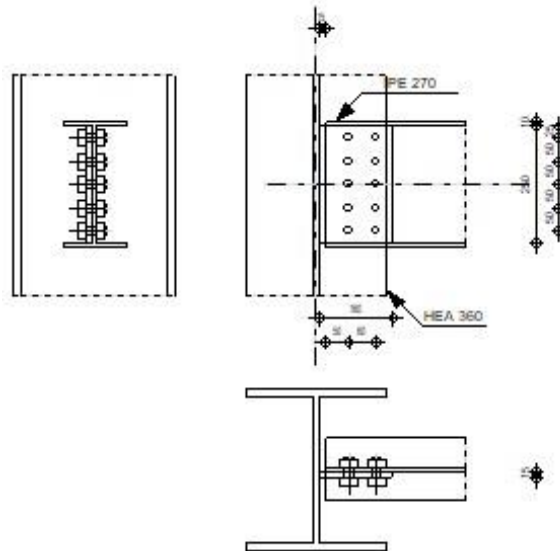


Figure IX-4: Vue détail de l'assemblage poteau poutre secondaire

GENERAL

Assemblage N°:	10
Nom de l'assemblage :	Poutre-poteau (âme)
Noeud de la structure:	189
Barres de la structure:	249, 286

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 360
Barre N°:	249
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	350 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	18 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	142,76 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	33089,80 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER
$f_{yc} =$	235,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{uc} =$	365,00 [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 270
Barre N°:	286
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	270 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	135 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

Profilé:	IPE 270		
$A_b =$	45,94	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	5789,78	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

PLATINE

Type: d'un côté

$l_p =$	160	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	250	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	15	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{up} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS**Boulons assemblant la poutre à la platine**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon		
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1200,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	5		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	25	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	50	[mm]	Entraxe

SOUDURES

$a_{cp} =$	10	[mm]	Soudures d'angle entre la platine et le poteau
------------	----	------	--

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: 12: 0.80G-Ex (1+2) * 0.80+5*-1.00

$N_{b,Ed} =$	-0,00	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	4,24	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	1194,61	[daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**BOULONS ASSEMBLANT LA POUTRE A LA PLATINE****Résistance des boulons** $F_{v,Rd} = 146,57$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x			
$k_{1x} =$	1,80	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		1,80 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,75	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,75 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	46,83 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^* t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,58	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,58 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	50,59 [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 plaquette

Direction x			
$k_{1x} =$	1,80	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		1,80 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,58	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,58 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	91,85 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^* t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,42	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,42 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	91,12 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^* t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage platine - poutre cisaillement des boulons

$e =$	100 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 =$	1236,9 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	0,00 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	0,42 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	20,97 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	6,29 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	20,97 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	6,71 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	22,01 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	46,83 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	50,59 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		20,97 < 46,83	vérifié (0,45)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		6,71 < 50,59	vérifié (0,13)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		22,01 < 146,57	vérifié (0,15)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**Platine** $A_{nt} = 9,75$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction $A_{nv} = 20,25$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction $V_{effRd} = 479,46$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |4,24| < 479,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$

Poutre $A_{nt} = 5,28$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction $A_{nv} = 9,57$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction $V_{effRd} = 206,93$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |4,24| < 206,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$

VERIFICATION DE LA PLATINE AFFAIBLIE PAR LES TROUS $A_t = 18,75$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute $A_{t,net} = 12,75$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,61 < 0,85$

 $W_{net} = 136,55$ [cm³] Facteur élastique de la section $M_{c,Rdnet} = 3755,21$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_o| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1236,98| < 3755,21 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$

 $A_v = 37,50$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p * t_p$

 $V_{pl,Rd} = 595,39$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |4,24| < 595,39 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS $A_t = 8,91$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute $A_{t,net} = 6,27$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,63 < 0,80$

 $W_{net} = 69,98$ [cm³] Facteur élastique de la section $M_{c,Rdnet} = 1644,51$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_o| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1236,98| < 1644,51 \quad \text{vérifié} \quad (0,75)$

 $A_v = 17,82$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $V_{pl,Rd} = 241,78$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |4,24| < 241,78 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$

RESISTANCE DES SOUDURES**Soudures d'angle entre la platine et le poteau** $A_w = 25,00$ [cm²] Aire de la section de la soudure

$A_w = h_p * a_{gp}$

 $\sigma = 59,27$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure

$\sigma = 0.5 * [N_{b,Ed} / A_s + M_o / W_{yw}]$

 $\sigma_{\perp} = 41,91$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad |41,91| < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$

 $\tau_{\perp} = 41,91$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire

$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$

 $\tau_{\parallel} = 0,85$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle

$\tau_{\parallel} = 0.5 * V_{b,Ed} / A_s$

 $\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 83,84 < 343,53 **vérifié** (0,24)

REMARQUES

Pince extrémité horizontale de la plaque-aile supérieure de la poutre trop faible	10 [mm] < 25 [mm]
Pince extrémité horizontale de la plaque-aile inférieure de la poutre trop faible	10 [mm] < 15 [mm]
Longueur de la plaque assemblant la poutre trop importante	250 [mm] > 220 [mm]
Pince boulon-extrémité aile de la poutre trop faible	25 [mm] < 33 [mm]
Pince boulon-extrémité inférieure de l'aile de la poutre trop faible	25 [mm] < 33 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,75

- IX.4.3/Assemblage poutre principale Solive :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

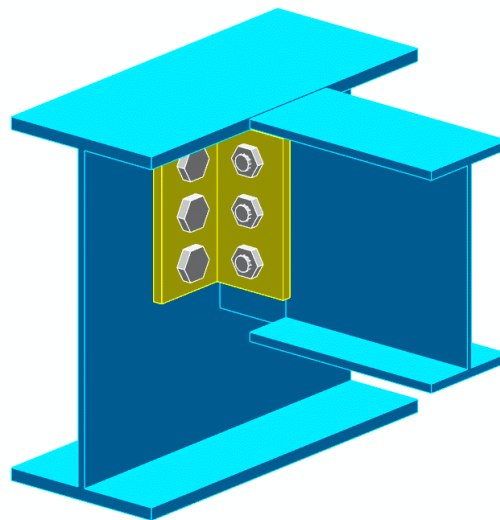


Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage poutre principal solive

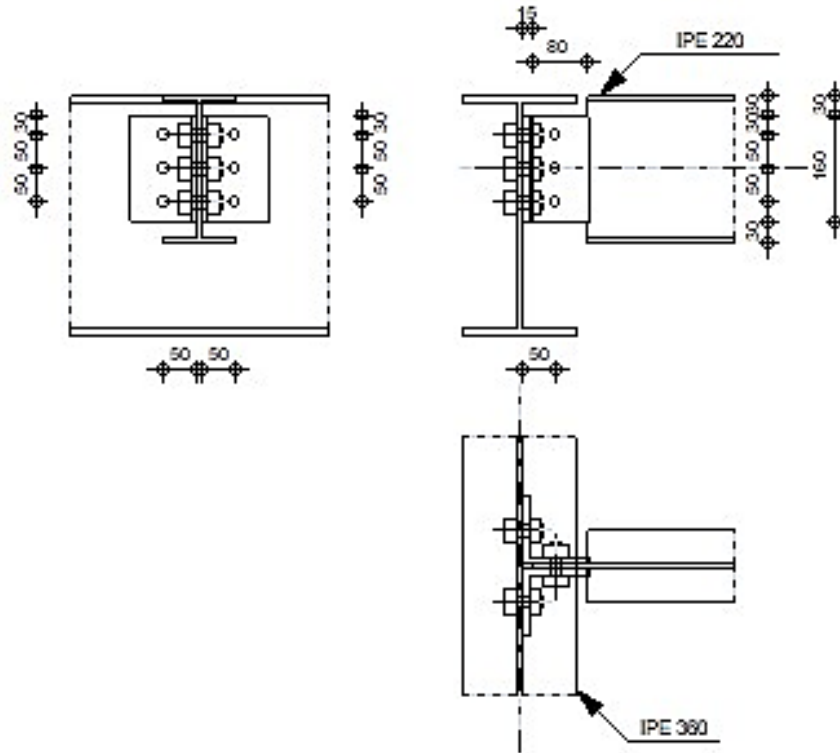


Figure IX-6: Détail de l'assemblage poutre principal solive

GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 234
 Barres de la structure: 30, 461

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 30
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: S 275
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 220
 Barre N°: 461

Profilé:	IPE 220		
$\alpha =$	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
$A_b =$	33,37	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	2771,84	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	30	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	30	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	80	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	160	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 275		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon		
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	3		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8	Classe du boulon		
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 w = 3 Nombre de rangées des boulons
 e1 = 30 [mm] Niveau du premier boulon
 p1 = 50 [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: 8: 1.35 G+1.5 Q (1+2) *1.35+3*1.50

N_{b,Ed} = -0,00 [daN] Effort axial
 V_{b,Ed} = 1587,41 [daN] Effort tranchant
 M_{b,Ed} = 1,00 [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Résistance des boulons

$F_{v,Rd}$ = 12214,51 [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd}$ = 13824,00 [daN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

k_{1x} = 1,80 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ 1,80 > 0,00 **vérifié**
 α_{bx} = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**
 $F_{b,Rd1x}$ = 8916,48 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

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} = 0,58 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ 0,58 > 0,00 **vérifié**
 $F_{b,Rd1z}$ = 7224,00 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

k_{1x} = 1,80 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ 1,80 > 0,00 **vérifié**
 α_{bx} = 0,83 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ 0,83 > 0,00 **vérifié**
 $F_{b,Rd2x}$ = 9288,00 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

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
$\alpha_{bz} = 0,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,50 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 7740,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière
cisaillement des boulons

$e = 53$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 42,03$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 264,57$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 420,27$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 420,27$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 264,57$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 496,61$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 8916,48$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 7224,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 420,27 < 8916,48$	vérifié	(0,05)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 264,57 < 7224,00$	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$496,61 < 12214,51$	vérifié	(0,04)

Traction des boulons

$e = 54$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 43,36$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$	
$F_{t,Ed} = 433,58$ [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$433,58 < 13824,00$	vérifié	(0,03)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 496,61$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 19543,22$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x		
$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$		

$\alpha_{bx} =$	0,58	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,58 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	3835,94	[daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,50 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	4566,60	[daN] 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 cornière

Direction x

$k_{1x} =$	1,80	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		1,80 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,83	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,83 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	18576,00	[daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,50 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	15480,00	[daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre cisaillement des boulons

$e =$	54 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 =$	86,72 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	0,00 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	529,14 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	867,16 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	867,16 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	529,14 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	1015,85 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	3835,94 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} =$	4566,60 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq$	867,16 <	vérifié	(0,23)
F_{Rdx}	3835,94		
$ F_{z,Ed} \leq$	529,14 <	vérifié	(0,12)
F_{Rdz}	4566,60		

e =	54 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$F_{Ed} \leq$	1015,85 <		(0,05)
$F_{v,Rd}$	19543,22	vérifié	

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

Cornière

$A_{nt} =$	4,00 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,00 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	19581,71 [daN]	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}$	793,70 <	19581,71	vérifié (0,04)

Poutre

$A_{nt} =$	1,47 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	4,72 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	10031,01 [daN]	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}$	1587,41 <	10031,01	vérifié (0,16)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS


$A_t =$	8,00 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	6,00 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0,67 <	0,80	
$W_{net} =$	38,92 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	1070,16 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	43,36 <	1070,16	vérifié (0,04)
$A_v =$	16,00 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a*t_{fa}$
$V_{pl,Rd} =$	25403,41 [daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ 0.5*V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	793,70 <	25403,41	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	4,72 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	3,54 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0,67 <	0,80	
$W_{net} =$	22,96 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	631,40 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	86,72 <	631,40	vérifié (0,14)
$A_v =$	9,44 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$V_{pl,Rd} =$	14988,01 [daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	1587,41 <	14988,01	vérifié (0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,23

IX.4.4/Assemblage Pied de poteau :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <hr/> <p>Ratio 0,58</p>
---	---	---

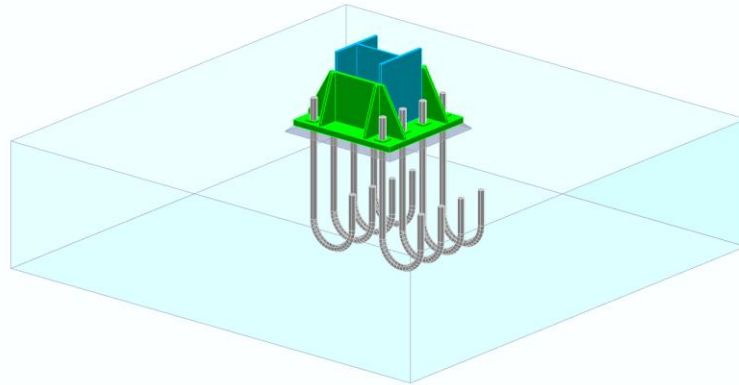


Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage pied de poteau

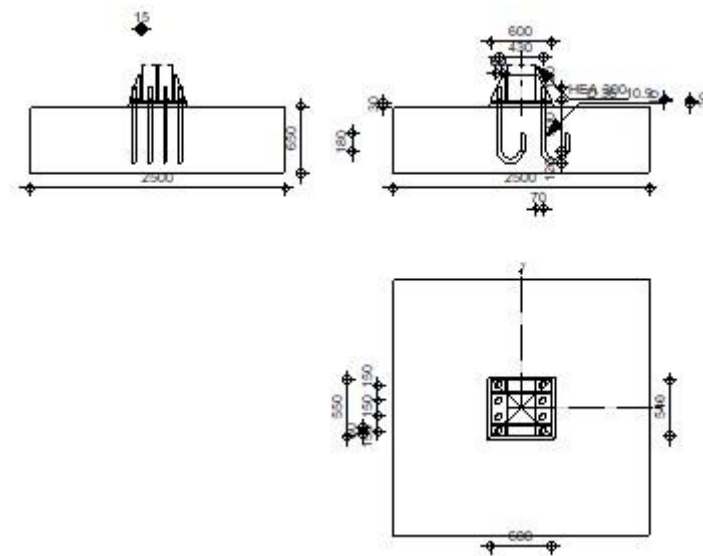


Figure IX-8 :Détail de l'assemblage pied de poteau

GENERAL

Assemblage N°: 96

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 29

Barres de la structure: 25

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 300		
Barre N°:	25		
$L_c =$	4,08	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	290	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	112,53	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	18263,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	600	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	550	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9		
$f_{yb} =$	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	8,17	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	10,18	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	4		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	430	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	150;150	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	120	[mm]
$L_2 =$	500	[mm]
$L_3 =$	240	[mm]
$L_4 =$	180	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	600	[mm]	Longueur
$w_s =$	540	[mm]	Largeur
$h_s =$	250	[mm]	Hauteur
$t_s =$	15	[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 =	650 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON35	
$f_{ck} =$	35,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	5 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	4 [mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 16: $G+Q+1.2 E_y (1+2+3) * 1.00+6*1.20$

$N_{j,Ed} =$	-50642,39 [daN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-205,84 [daN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-4923,34 [daN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	12331,93 [daN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-278,08 [daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	23,33 [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	33,16 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			
$c =$	50 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	114 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	400 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	454,72 [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3582,33 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$F_{rd} =$	297805,91 [daN]	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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	43,66 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	2284,20 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	868,75 [cm ²]	Aire de flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]

$A_{c,n} = 2284,20$	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,z} = 826,50$	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 997306,54$	[daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 379304,82$	[daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 360857,20$	[daN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 3,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} = 2806,21$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 77170,73$	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 337$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 229197,63$	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} = 2866,94$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 78840,78$	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 344$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 229057,65$	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 997306,54$	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} = 229197,63$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} = 229057,65$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 8,17$	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta = 0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} = 50000,40$	[daN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 670,00$	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} = 45615,83$	[daN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} = 45615,83$	[daN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 35,00$	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$			
$f_{ctd} = 1,50$	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 0,96$		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 3,24$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 500$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			

$F_{t,Rd,p} = 18297,13$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 500$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$
 $N_{Rk,c}^0 = 49607,84$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $s_{cr,N} = 1500$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]
 $c_{cr,N} = 750$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]
 $A_{c,N0} = 37635,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]
 $A_{c,N} = 37635,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]
 $\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$
 $\psi_{A,N} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
 $c = 750$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]
 $\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$
 $\psi_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]
 $\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
 $\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$
 $\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]
 $\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$
 $F_{t,Rd,c} = 22966,59$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 500$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]
 $N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$
 $N_{Rk,c}^0 = 49607,84$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]
 $s_{cr,N} = 1000$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]
 $c_{cr,N} = 500$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]
 $A_{c,N0} = 20735,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]
 $A_{c,N} = 20735,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]
 $\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$
 $\psi_{A,N} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]
 $c = 500$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]
 $\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$
 $\psi_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]
 $\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]
 $\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$
 $\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]
 $\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]
 $\psi_{h,N} = (h / (2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$
 $\psi_{h,N} = 0,75$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]
 $\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$
 $F_{t,Rd,sp} = 17233,45$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$
 $F_{t,Rd} = 17233,45$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 232$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]
 $l_{eff,2} = 232$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]
 $m = 64$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
 $M_{pl,1,Rd} = 1434,33$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $M_{pl,2,Rd} = 1434,33$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$l_{eff,1} = 232$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$F_{T,1,Rd} = 89167,69$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 58111,59$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 68933,78$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 58111,59$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 340$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 340$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 69$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 2102,96$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 2102,96$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 121307,54$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 49682,52$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 34466,89$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} = 34466,89$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 58111,59$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 34466,89$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

$e_y = 244$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 168$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 215$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 46663,07$	[daN*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)	$0,26 < 1,00$	vérifié	(0,26)
---	---------------	---------	--------

$e_z = 5$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 172$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 225$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 2437,73$	[daN*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)	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,38 < 1,00$	vérifié	(0,38)
--	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,44$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,44$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 40736,84$	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise
		[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,75$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,75$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 1,98$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 54964,72$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 10,18$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 20194,66$ [daN]	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]
$M_{Rk,s} = 460,33$ [daN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 63$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 12178,16$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 49607,84$ [daN]	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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 45933,18$ [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 384438,13$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,28$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,33$	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]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 60871,38$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 390077,75$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,28$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,34$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 59926,64$ [daN]	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)]
$N_{c,Ed} = 50642,39$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 15192,72$ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 112617,99$ [daN] 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)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 112617,99$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 1091,27$ [daN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 14080,89$ [daN] Effort tranchant du raidisseur

$Z_s = 59$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 7068,13$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 4,44$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 34,16$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 37,55$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 65,19$ [MPa] 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) $0,24 < 1,00$ **vérifié** (0,24)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 549,61$ [daN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 9992,89$ [daN] Effort tranchant du raidisseur

$Z_s = 56$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 7208,86$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 2,00$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 17,06$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 26,65$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 46,20$ [MPa] 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) $0,17 < 1,00$ **vérifié** (0,17)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 40,04$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 40,04$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -0,21$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -4,03$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,13 < 1,00$ **vérifié** (0,13)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,20 < 1,00$ **vérifié** (0,20)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,18 < 1,00$ **vérifié** (0,18)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	136,27	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		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 (4.1)				
	0,58	<	1,00	vérifié (0,58)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	46,64	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,64	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	49,96	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	127,24	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		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 (4.1)				
	0,31	<	1,00	vérifié (0,31)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	80,30	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	80,30	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	89,67	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	223,41	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		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 (4.1)				
	0,55	<	1,00	vérifié (0,55)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	84,12	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	84,12	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	60,18	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	197,92	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		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 (4.1)				
	0,49	<	1,00	vérifié (0,49)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	114	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	400	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,y} =$	29	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	232	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	64	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	10	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	376	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,37		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	16648973,32	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	28200992,65	[daN*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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$

$k_{13,z} = 39$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 340$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 69$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,z} = 12$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 376$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$

$k_{16,z} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,63$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 48083387,55$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 9742702,94$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,58

IX.4.5/Assemblage épissure de la poutre:



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du raccordement de l'épissure de poutre à poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,12

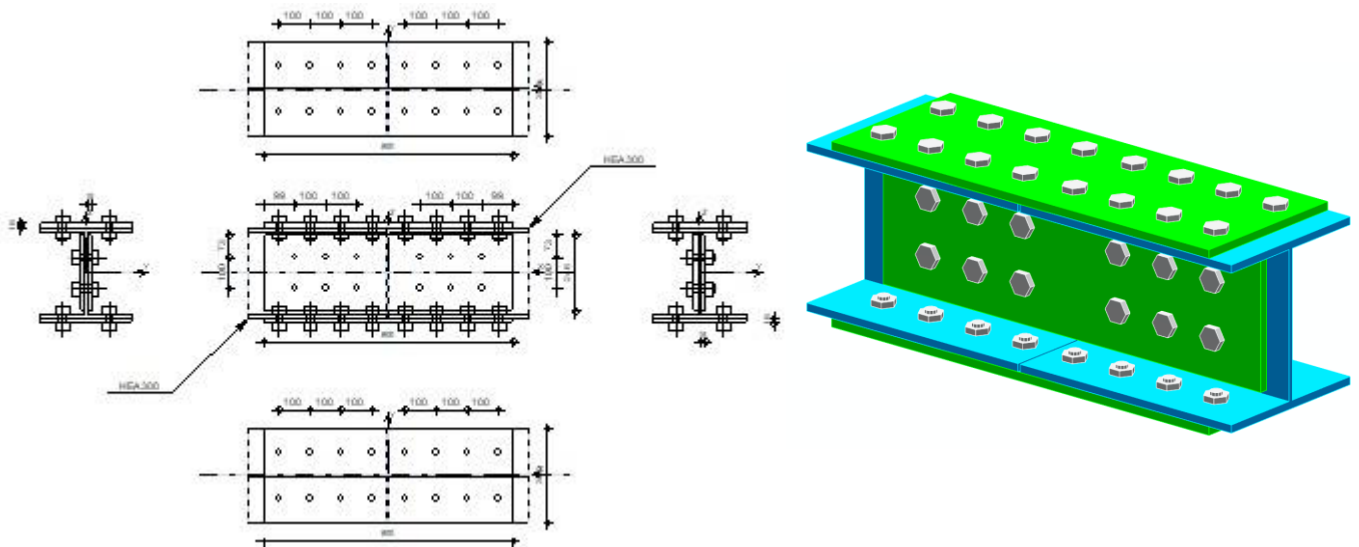


Figure IX-9: Vue 3D de l'assemblage épissure de la poutre et détail de l'assemblage épissure de la poutre

GENERAL

Assemblage N°: 120
 Nom de l'assemblage : Epissure de la poutre

POUTRE DROITE

Profilé: HEA 300

$h_{b1} = 290$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{rb1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb1} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb1} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{b1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{b1} = 112,53$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb1} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb1} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{ub1} = 430,00$ [MPa]

POUTRE GAUCHE

Profilé: HEA 300

$h_{b2} = 290$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{rb2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb2} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb2} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{b2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{b2} = 112,53$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb2} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb2} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{ub2} = 430,00$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 245$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: S 275
 $f_{ypw} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

$l_{pe} = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: S 275
 $f_{ype} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

$l_{pe} = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: S 275
 $f_{ype} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

DROITE**Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
d = 22	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} = 900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} = 1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h = 3		Nombre de colonnes des boulons
n _v = 2		Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 73	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ = 100	[mm]	Ecartement
p ₁ = 100	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
d = 22	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} = 900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} = 1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h = 1		Nombre de colonnes des boulons
n _v = 4		Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 50	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 100	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
d = 22	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} = 900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} = 1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h = 1		Nombre de colonnes des boulons
n _v = 4		Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 50	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 100	[mm]	Entraxe

GAUCHE**Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
d = 22	[mm]	Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d_0 =$	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	73	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	100	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	100	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9			Classe du boulon
$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	100	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9			Classe du boulon
$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	100	[mm]	Entraxe

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: Calculs manuels

ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} =$	5930,83	[daN]	Effort axial
$V_{z,Ed1} =$	1700,95	[daN]	Effort tranchant




ÉTAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} = 5930,83$	[daN]	Effort axial
$M_{y,Ed1} = 3918,80$	[daN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed2} = 5930,83$	[daN]	Effort axial
$V_{z,Ed2} = 1700,95$	[daN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} = 3918,80$	[daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS


Résultats d'un côté de l'assemblage (géométrie et charges symétriques)

Effort axial




Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [daN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [daN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [daN]
	$A_{pw} = 73,50$	2666,15	-	$N_{Ed,pw} = 2666,15$
	$A_{pfue} = 45,00$	1632,34	10930,15	$N_{Ed,pfue} = 12562,49$
	$A_{pfle} = 45,00$	1632,34	-10930,15	$N_{Ed,pfle} = -9297,82$

$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$
 $N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [daN]
	$A_{z,pw} = 73,50$	$V_{z,Ed,pw} = 1700,95$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [daN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [daN*m]
	$I_{y,pw} = 3676,53$	585,10	$M_{y,Ed,pw} = 585,10$
	$I_{y,pfue} = 10473,75$	1666,85	-
	$I_{y,pfle} = 10473,75$	1666,85	-

$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 29088,00$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 16082,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 16082,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

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 $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 56760,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 56760,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$e_0 = 201$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons $e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c - 1) \cdot p_2)$

$M_y = 927,42$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$

$F_{x,N} = 444,36$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x $F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$

$F_{z,Vz} = 283,49$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z $F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = 843,11$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x $F_{x,My} = |M_y| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = 1686,22$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z $F_{z,My} = |M_y| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 1287,47$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$

$F_{z,Ed} = 1969,71$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$

$F_{Ed} = 2353,15$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rd,x} = 16082,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$

$F_{Rd,z} = 16082,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rd,x}$ $|1287,47| < 16082,00$ **vérifié** (0,08)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rd,z}$ $|1969,71| < 16082,00$ **vérifié** (0,12)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $2353,15 < 29088,00$ **vérifié** (0,08)

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 14544,00$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

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**

$\alpha_{bx} = 0,69$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,69 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 18394,44$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 26488,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

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**

$\alpha_{bx} = 0,66$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 18722,92$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 28380,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 1640,98$ [daN] Effort tranchant dans le boulon $F_{Ed} = N_{Ed, pfue} / \eta_b$

$\beta_{Lr} = 1,00$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs $\beta_{Lr} = \max(0.75, \min(1, 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$

$F_{Rd} = 14544,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$

$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lr} \cdot F_{Rd}$ $|1640,98| < 14544,00$ **vérifié** (0,11)

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 14544,00$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

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**

$\alpha_{bx} = 0,69$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,69 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 18394,44$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 26488,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

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**

$\alpha_{bx} = 0,66$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,66 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 18722,92$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 28380,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = -1232,90$ [daN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = N_{Ed, pflc} / n_b$
$\beta_{Lr} = 1,00$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	$\beta_{Lr} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$
$F_{Rd} = 14544,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq \beta_{Lr} \cdot F_{Rd}$	$ -1232,90 < 14544,00$	vérifié (0,08)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

Poutre

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		13,51	20,29	1700,95 (*1)	56363,19 (*)	0,03	vérifié
2		20,29	68,90	2666,15 (*2)	269239,09 (**)	0,01	vérifié
3		20,29	68,90	2666,15 (*2)	269239,09 (**)	0,01	vérifié
4		40,59	6,46	2666,15 (*2)	86663,71 (**)	0,03	vérifié
5		37,24	8,82	13127,85 (*3)	178934,48 (***)	0,07	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*3) $V_0 = N_{fuEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(***) $V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$

Éclisse d'âme

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		20,47	35,81	850,48 (*1)	94105,93 (*)	0,01	vérifié
2		35,81	20,47	1333,08 (*2)	127293,98 (**)	0,01	vérifié
3		35,81	20,47	1333,08 (*2)	127293,98 (**)	0,01	vérifié
4		71,62	11,40	1333,08 (*2)	152935,96 (**)	0,01	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

Platine externe supérieure

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [daN]	V _{eff,Rd} [daN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		39,52	28,35	12562,49 (*)	160278,37 (**)	0,08	vérifié
2		79,05	18,90	12562,49 (*)	190524,73 (**)	0,07	vérifié

(*) V₀ = N_{fueEd}

(**) V_{effRd} = f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

Poutre

A_t = 58,35 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 49,59 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

0.9*(A_{t,net}/A_t) ≥ (f_y*γ_{M2})/(f_u*γ_{M0}) 0,76 < 0,80

W = 1259,55 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 1259,55 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 34637,67 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/γ_{M0}

|M₀| ≤ M_{c,Rdnet} |3918,80| < 34637,67 **vérifié** (0,11)

A_v = 24,65 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

A_v = h_p*t_p

A_{v,net} = 20,57 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

A_{v,net} = A_v - n_v*d₀*t_p

V_{pl,Rd} = 39137,13 [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

V_{pl,Rd} = (A_v*f_{yp})/(√3*γ_{M0})

|V₀| ≤ V_{pl,Rd} |1700,95| < 39137,13 **vérifié** (0,04)

Éclisse d'âme

A_t = 20,53 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 16,93 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

0.9*(A_{t,net}/A_t) ≥ (f_y*γ_{M2})/(f_u*γ_{M0}) 0,74 < 0,80

W = 150,06 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 148,35 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 4079,69 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/γ_{M0}

|M₀| ≤ M_{c,Rdnet} |463,71| < 4079,69 **vérifié** (0,11)

A_v = 36,75 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

A_v = h_p*t_p

A_{v,net} = 29,55 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

A_{v,net} = A_v - n_v*d₀*t_p

V_{pl,Rd} = 58348,46 [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

V_{pl,Rd} = (A_v*f_{yp})/(√3*γ_{M0})

|V₀| ≤ V_{pl,Rd} |850,48| < 58348,46 **vérifié** (0,01)

Platine externe supérieure

A = 45,00 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A = h_{pi}*t_{pi}

A_{net} = 37,80 [cm²] Aire de la section nette

A_{net} = A - n_v*d₀*t_{pi}

N_{pl,Rd} = 123750,00 [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute

N_{pl,Rd} = A*f_y/γ_{M0}

N_{u,Rd} = 117028,80 [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal

N_{u,Rd} = 0.9*A_{net}*f_u/γ_{M2}

F_{Ed} = 12562,49 [daN]

F_{Ed} = N_{Ed,pfue}

|F_{Ed}| ≤ N_{u,Rd} |12562,49| < 117028,80 **vérifié** (0,11)

|F_{Ed}| ≤ N_{pl,Rd} |12562,49| < 123750,00 **vérifié** (0,10)

Platine externe inférieure

A = 45,00 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A = h_{pi}*t_{pi}

A_{net} = 37,80 [cm²] Aire de la section nette

A_{net} = A - n_v*d₀*t_{pi}

N_{pl,Rd} = 123750,00 [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute

N_{pl,Rd} = A*f_y/γ_{M0}

N_{u,Rd} = 117028,80 [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal

N_{u,Rd} = 0.9*A_{net}*f_u/γ_{M2}

F_{Ed} = -9297,82 [daN]

F_{Ed} = N_{Ed,pfi}

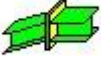

$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -9297,82 < 117028,80$ vérifié	(0,08)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -9297,82 < 123750,00$ vérifié	(0,08)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité verticale de la platine sur la poutre droite trop importante	99 [mm] > 74 [mm]
Pince boulon-extrémité verticale de la platine sur la poutre gauche trop importante	99 [mm] > 74 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,12

IX.4.6/Assemblage Poutre-poutre :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

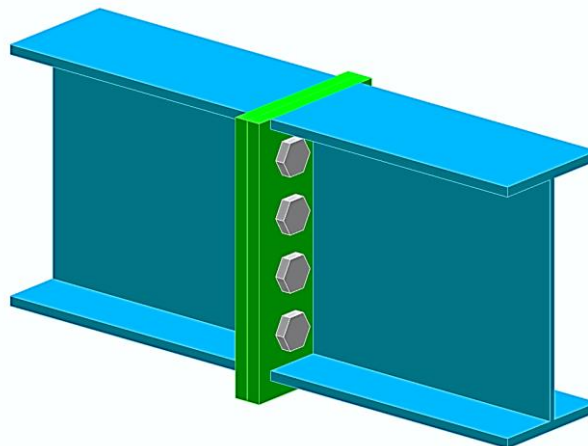


Figure IX-10 : Vue 3D de l'assemblage Poutre-poutre

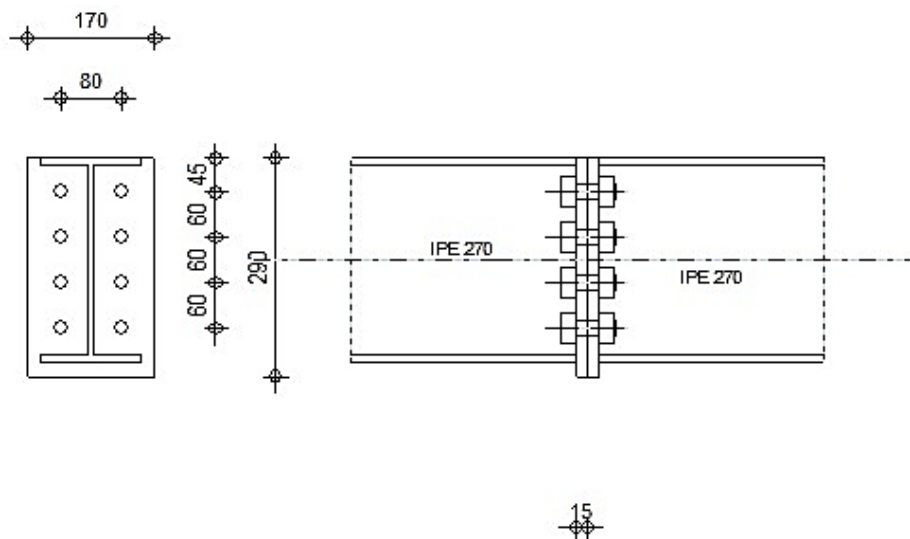


Figure IX-11: Détail de l'assemblage Poutre-poutre

GENERAL

Assemblage N°: 121
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GEOMETRIE**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 270

$\alpha =$	-180,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	270	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	135	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	45,95	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	5789,78	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance
------------	--------	-------	------------

DROITE**POUTRE**

Profilé: IPE 270

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	270	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	135	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	45,95	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	5789,78	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance
------------	--------	-------	------------

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	17640,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	45	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80	[mm]	
Entraxe $p_i =$	60; 60; 60	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	290	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 275
 $f_{ypr} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 8$ [mm] Soudure semelle

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: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 3962,22$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 15,84$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 18982,04$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 45,95$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]
 $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{tb,Rd} = 107982,50$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 22,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 30043,30$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 484,00$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 11374,00$ [daN*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

$W_{pl} = 484,00$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 11374,00$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 11374,00$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 260$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 43779,83$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

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	31	-	45	-	60	195	212	195	212	158	152	152	152
2	31	-	45	-	60	195	180	180	180	120	60	60	60
3	31	-	45	-	60	195	180	180	180	120	60	60	60
4	31	-	45	-	60	195	212	195	212	158	152	152	152

- 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} = 17640,00 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 B_{p,Rd} = 29179,11 [daN] 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

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [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} = Min (F _{t1,Rd,comp})	28992,46	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 28992,46	28992,46	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 30252,23	30252,23	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 58358,23	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	3864,03	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(2)} = 27591,49	27591,49	Platine d'about - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(2)} = 27983,54$	27983,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 58358,23$	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 42223,95 - 28992,46$	13231,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 32856,49 - 28992,46$	3864,03	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	9306,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 27591,49$	27591,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 27983,54$	27983,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 58358,23$	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 23918,32 - 3864,03$	20054,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 18612,00 - 3864,03$	14747,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 54183,11 - 32856,49$	21326,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 42162,49 - 32856,49$	9306,00	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	23550,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 28992,46$	28992,46	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 30252,23$	30252,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 58358,23$	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 42223,95 - 9306,00$	32917,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 32856,49 - 9306,00$	23550,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 54183,11 - 13170,03$	41013,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 42162,49 - 13170,03$	28992,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 84447,90 - 42162,49$	42285,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 65712,98 - 42162,49$	23550,49	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	220	28992,46	-	-	28992,46	30252,23	35280,00	58358,23
2	160	3864,03	-	-	27591,49	27983,54	35280,00	58358,23
3	100	9306,00	-	-	27591,49	27983,54	35280,00	58358,23
4	40	23550,49	-	-	28992,46	30252,23	35280,00	58358,23

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 65712,98 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	28992,46	Résistance d'une rangée de boulon

Ft1,Rd,comp - Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
$F_{t,ep,Rd(1)} = 28992,46$	28992,46	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 30252,23$	30252,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 58358,23$	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 43779,83$	43779,83	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	3864,03	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 27591,49$	27591,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 27983,54$	27983,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 58358,23$	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43779,83 - 28992,46$	14787,37	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 42223,95 - 28992,46$	13231,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 32856,49 - 28992,46$	3864,03	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	9306,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 27591,49$	27591,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 27983,54$	27983,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 58358,23$	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 43779,83 - 32856,49$	10923,34	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 23918,32 - 3864,03$	20054,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 18612,00 - 3864,03$	14747,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 54183,11 - 32856,49$	21326,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 42162,49 - 32856,49$	9306,00	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	1617,34	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 28992,46$	28992,46	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 30252,23$	30252,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 58358,23$	58358,23	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 43779,83 - 42162,49$	1617,34	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 42223,95 - 9306,00$	32917,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 32856,49 - 9306,00$	23550,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 54183,11 - 13170,03$	41013,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 42162,49 - 13170,03$	28992,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 84447,90 - 42162,49$	42285,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 65712,98 - 42162,49$	23550,49	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 964,20 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t3,Rd} h_4/h_3$$

$F_{t,Rd} = 3716,81$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon

[6.2.7.2.(9)]FRA

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	220	28992,46	-	-	28992,46	30252,23	35280,00	58358,23
2	160	3864,03	-	-	27591,49	27983,54	35280,00	58358,23
3	100	9306,00	-	-	27591,49	27983,54	35280,00	58358,23
4	40	964,20	-	-	28992,46	30252,23	35280,00	58358,23

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 7961,44$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion

[6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,50 < 1,00$ vérifié (0,50)

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$

[6.2.5.1.(3)]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$ $0,79 < 1,00$ vérifié (0,79)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$

Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$

[Tableau 3.4]

$F_{v,Rd} = 15079,64$ [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement

[Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 17640,00$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction

[Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 17004,55$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale

[Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 17590,91$ [daN] 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	28992,46	8374,85	28992,46	14428,86	22803,70	16235,10
2	3864,03	1116,17	3864,03	1923,04	3039,21	28303,51
3	9306,00	2688,16	9306,00	4631,38	7319,53	25689,90
4	23550,49	6802,86	964,20	479,86	7282,72	25712,38

$F_{tj,Rd,N}$ – 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]

$V_{j,Rd} = 95940,90$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	48,50	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	26,54	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	21,96	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	4803,43	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	103,06	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	97,60	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,07	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	206,12 < 365,00	vérifié	(0,56)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	195,19 < 365,00	vérifié	(0,53)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	103,06 < 262,80	vérifié	(0,39)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

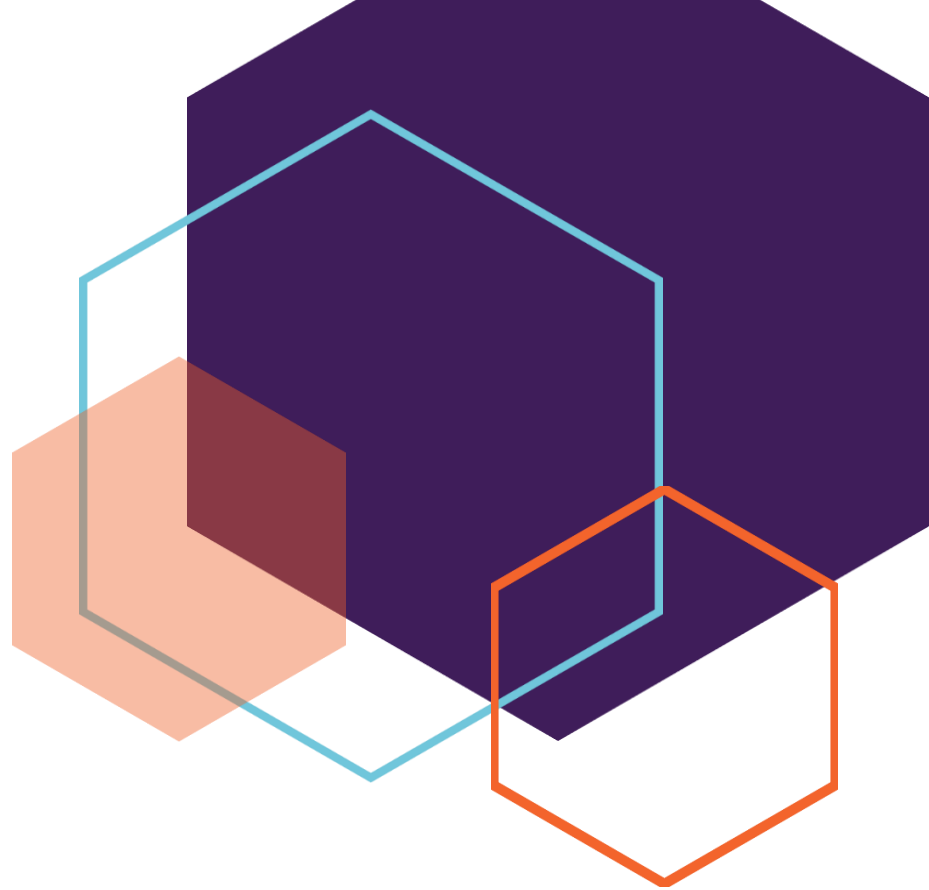
L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

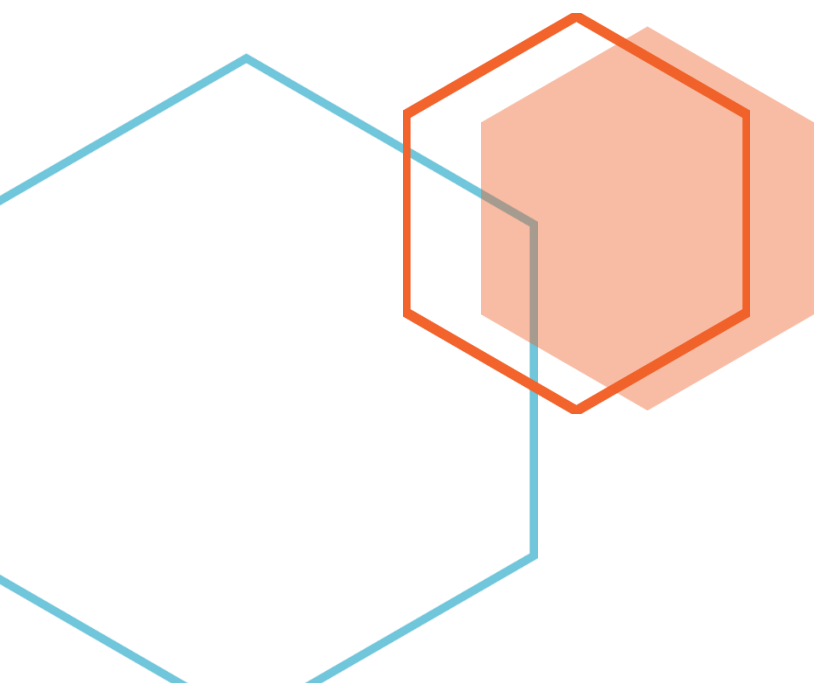
AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,79



Chapitre X:
Dimensionnement des
Fondation



Chapitre X :

Dimensionnement des fondations

X.1/Introduction :

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant tous les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

X.2/Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres à savoir :

- Les caractéristiques du sol.
- Stabilité totale du bâtiment.
- Type de construction.
- Solution économique et réalisable.

☞ **Nous avons opté pour :**

Des semelles isolées carrées.

X.2.1/Documents utilisés :

- Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :
 - Calcul des ouvrages en béton armé (Règles BAEL91, C.B.A.93, R.P.A 2003)

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à **2 bars**.

	N_{sd}	M_{sd}
ELS	907,565	24,918
ELU	1271.33	35.59

X.2.1/caractéristique des matériaux :**X.2.1.1/Béton :****X.2.1.1.1/Contrainte limite du béton :****A) L'ELU :**

$$\bullet \quad f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad f_{bu} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPA}$$

☞ Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

- $\theta = 1$ si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h
- $\theta = 0,9$ si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h
- $\theta = 0,85$ si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h

B) L'ELS :

$$\bullet \quad \sigma_b = 0,6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

X.2.1.2/Acier :**X.2.1.2.1/Contrainte limite de l'acier :****A) L'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA}$$

- $\gamma_b = 1,15$ situation courante
- $\gamma_b = 1$ situation accidentelle

B) L'ELS :

- $\sigma_{st} = f_e$ si : la fissuration est peu nuisible
- $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPA} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right)$ si : la fissuration est préjudiciable
- $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \cdot f_{tj}} \right)$ si : la fissuration est très préjudiciable

On a : fissuration Préjudiciable **donc :**

$$\rightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPA} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPA}$$

X.2.2/Etude d'ancrage

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif, et ancrée par des tiges de scellement. Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine, ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton. La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal. Le béton des poteaux est dosé à 350kg/m³ ; = 25 MPA.

X.2.3/Dimensionnement des fondations :

- Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A) , les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

X.2.3.1/Sollicitations maximales (selon logiciel Robot 2018)

- $N_{sd} = 1271.33 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 32.76 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 35.59 \text{ KN.m}$
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- $\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad \Leftrightarrow \text{D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B}$$

$$\text{carré} \Rightarrow \frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\bullet \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{1271.33}{200} = 6.35 \text{ m}$$

→ On prend des semelles isolées carrée (2.55 m x 2.55 m)

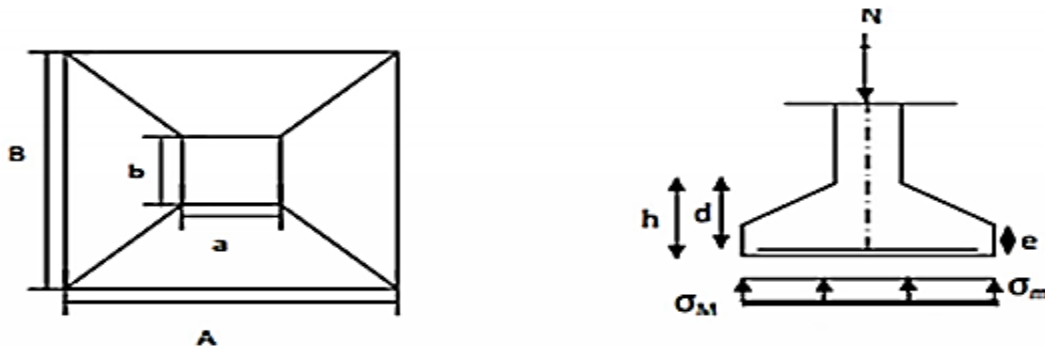


Figure X -1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

X.2.3.2/Détermination de la hauteur de la semelle :

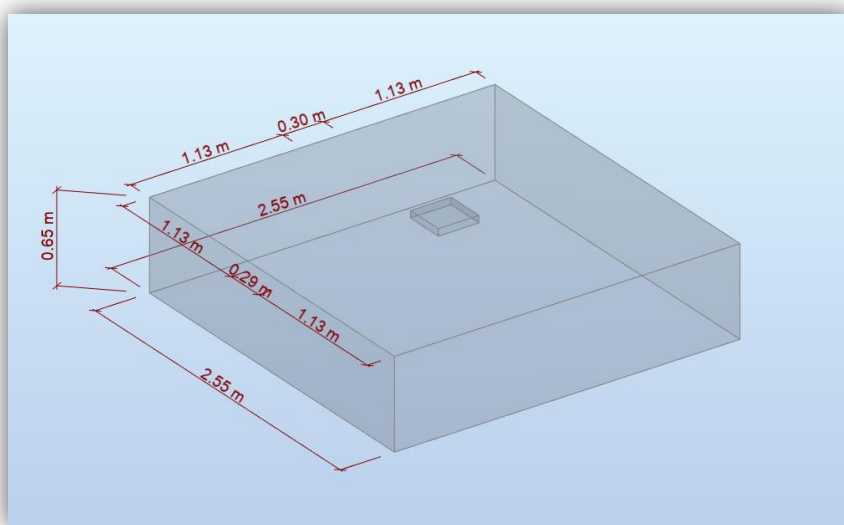
- Nous avons :
- Poteaux HEA 300
- $a = 290 \text{ mm} = 0.29 \text{ m}$
- $b = 300 \text{ mm} = 0.30 \text{ m}$

☞ Avec : $h = d + 5 \text{ cm}$

- $d \geq \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right)$
- $d = 0,565 \text{ m}$
- $d \geq 56.5 \text{ cm}$

d= 60 cm

→ Donc : $h = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$



FigureXI-2 : Dimensionnement de la semelle

X.2.3.3/Vérification des contraintes :

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

☞ Avec :

$$\text{Poid propre de la semelle} = 2,55 \times 2,55 \times 0,65 \times 25 = 105,66 \text{ KN}$$

$$\text{le poids propre de l'amarce Poteau} : 0,4 \times 0,6 \times 1,2 \times 25 = 7,2 \text{ KN}$$

$$P_{\text{total}} = 907,565 + 105,66 + 7,2 = 1020,425 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{P} = \frac{24,918}{1020,425} = 0,024 < \frac{24,918}{6} = 4,15 \text{ CV}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \cdot B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{0,025}{2,55}\right) \times \frac{1020,425}{2,55 \times 2,55} = 166,159 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{0,025}{2,55}\right) \times \frac{1020,425}{2,55 \times 2,55} = 147,700 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} = 152,314 \text{ N/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

X.2.3.4/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.

Tel que :

- e : excentricité.
- $e = (M_{sd}/N_{sd}) = (35,59/1271,33) = 0,028$
- $6e = 6 \times 0,28 = 0,168$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left[1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right]$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left[1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right] = \frac{1271,33}{2,55^2} \left[1 + \frac{0,168}{2,55}\right] = 208,394 < 1,5 \times \sigma_{\text{sol}}$$

$$D'où : 208,394 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2 \dots \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

X.2.3.5/Calcul du ferrailage :

A) L'ELU :

$$\bullet A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA}$$

$$\bullet A_u = \frac{1271 \times (2,55 - 0,3) \times 10^{-3}}{8 \times 0,60 \times 347,83 \times 10^{-2}} = 17,13 \text{ cm}^2$$

B) L'ELS :

$$A_s = \frac{907.565 \times (2.55 - 0,3) \times 10^{-3}}{8 \times 0,60 \times 201,63 \times 10^{-2}} = 21,098 \text{ cm}^2$$

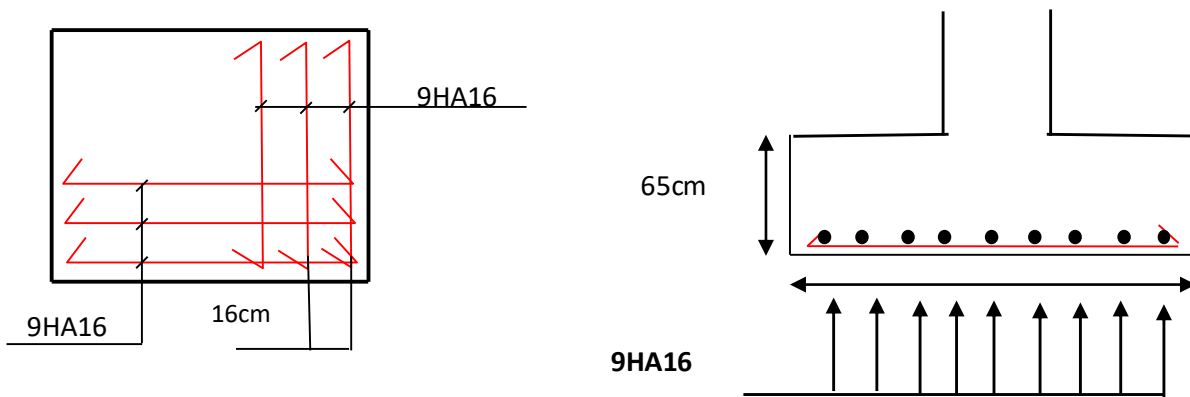
$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPA}$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **9HA16 (18,10 cm²)** → **Armature longitudinale**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{18,10}{4} = 4,525 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Armatures de répartition}$$

X.2.3.6/Détermination de la hauteur du patin :

- $e \geq \max(6\phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$
- $e \geq \max(6(16) + 6\text{cm} ; 15\text{cm}) = 16 \text{ cm}$



FigureXI-3: ferrailage de la semelle

X.2.3.7/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 béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

X.2.3.7.1/ Pré-dimensionnement des longrines :

Suivant l'**RPA99 version 2003 art 10.1.1** pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

On opte pour :
 $h = 30\text{cm}$
 $b = 25$

$$\rightarrow \frac{h}{b} = 1,2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

X.2.3.7.2/Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$$

☞ Tel que :

- α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée
- $\alpha = 10$ (site S3, zone III).
- N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

A) L'ELU : $F = \frac{N}{\alpha} = 127.133 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$

B) L'ELS : $F = \frac{N}{\alpha} = 90,75 \text{ KN}$

☞ D'où : $F = \max (127.33 \text{ KN} ; 90.75 \text{ KN} ; 20 \text{ KN})$

$$F = 127.33 \text{ KN}$$

$$\cdot A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{1273.3}{347,83} = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$\cdot A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{907,5}{347,83} = 4,502 \text{ cm}^2$$

☞ Le RPA 2003 exige une section minimale : $A_{\min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

Donc: on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$

- $0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,9056 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min (h/35 ; \varphi_t \min ; b/10) \quad \Rightarrow \quad \varphi_t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

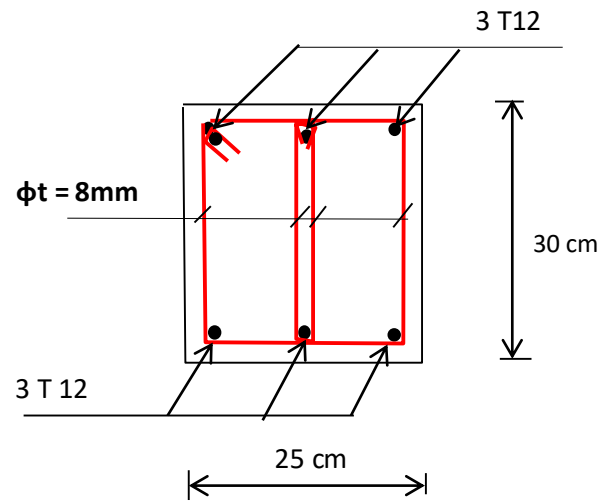
➔ Alors on prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

X.2.3.7.3/ Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi_t) \rightarrow St \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi_t) \Rightarrow St \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$$

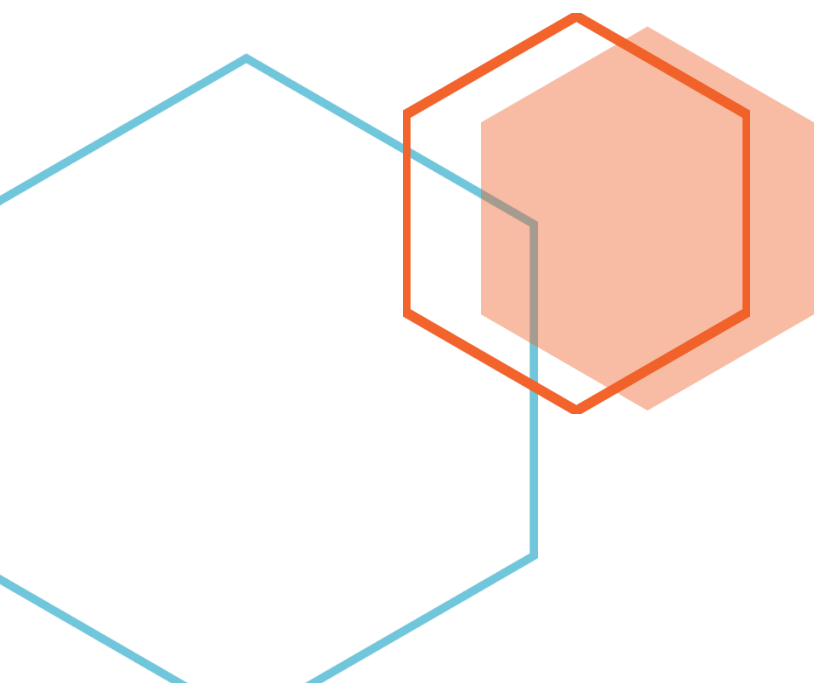
Alors, on adopte un espacement **St = 10 cm**



FigureXI-3: ferrailage des longrines



Chapitre XI :
Protection de la structure



*Chapitre XI***Protection de la structure****XI.1/Introduction :**

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice.

XI.2/La corrosion :

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : la protection par peinture ou autre revêtement de surface ou la protection cathodique. Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de divers paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

XI.2.1/Protection par peinture :

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (85 % des surfaces protégées), et plus particulièrement en milieu marin. Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. C'est en grande majorité sur les pieux que ce type de protection est effectué.

XI.2.2/Mise en œuvre :

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine (ton bleu noir). Les éléments en acier arrivant à l'atelier ou sur site déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage : brossage, piquage, martelage ou projection d'abrasifs (grenaillage). Le grenaillage par sable est la technique la plus couramment utilisée. Les ateliers sont souvent équipés de cabines de grenaillage, qui récupèrent le sable en circuit fermé. Sur chantier, cette récupération est une contrainte environnementale assez lourde. Les travaux de peinture doivent se dérouler à l'abri des poussières et des intempéries, en dehors des périodes de gel et par un ensoleillement modéré en respectant la fiche technique du produit.

XI.3/Le feu :

L'incendie étant très défavorable, car l'acier ne résiste pas aux températures élevées, qui causent la déformation de l'acier et ainsi la ruine de la structure, nous devons protéger la structure et le personnel. Pour remédier aux problèmes, ils existent plusieurs techniques parmi lesquelles, la peinture intumescente, le flochage (fibreuse et pâteux) ... etc. Pour notre structure la protection choisit et la peinture intumescente plus un dispositif d'alerte anti incendie.

XI.3.1/L'acier et l'incendie :

L'acier est un matériau ininflammable. L'acier ne brûle pas et ne dégage ni chaleur, ni fumée. Cependant, à des températures comme celles que l'on peut rencontrer en cas d'incendie dans un bâtiment, l'acier perd une partie de sa résistance et de sa rigidité. Lorsque l'acier atteint une température de 400 °C, la résistance diminue, mais c'est pareil pour d'autres matériaux.

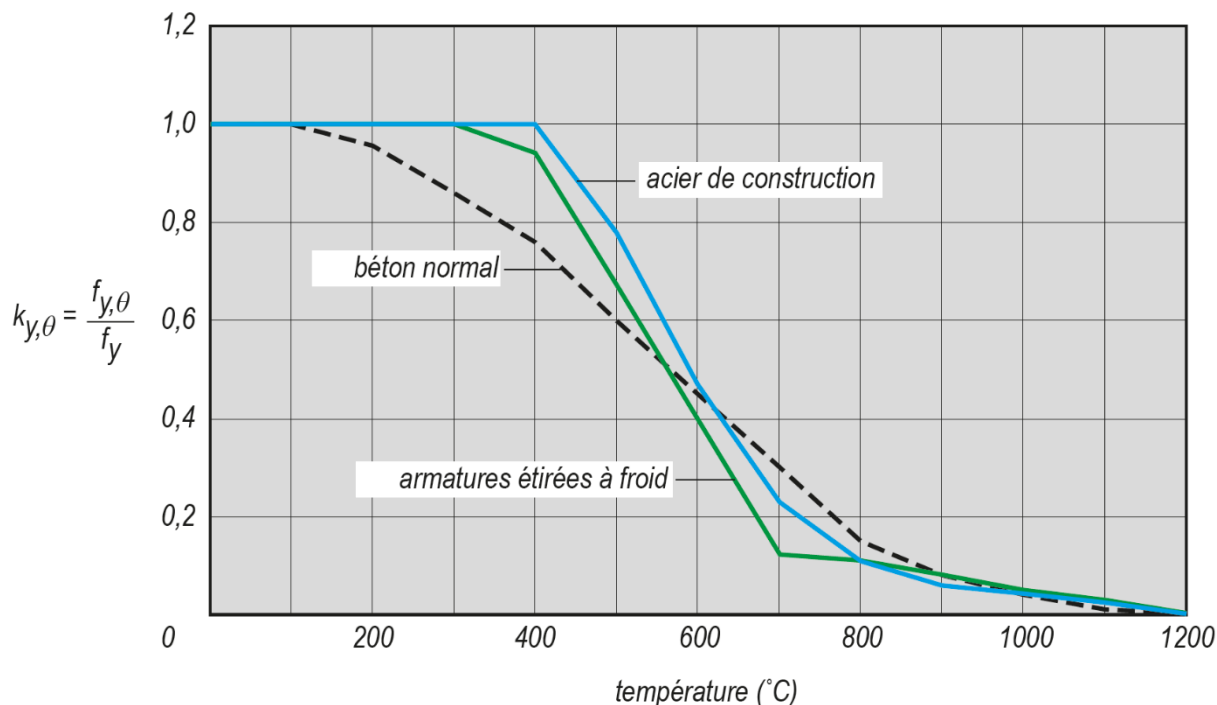


Figure XI.1: Diminution de la résistance de l'acier de construction, des barres d'armature et du béton à températures élevées.

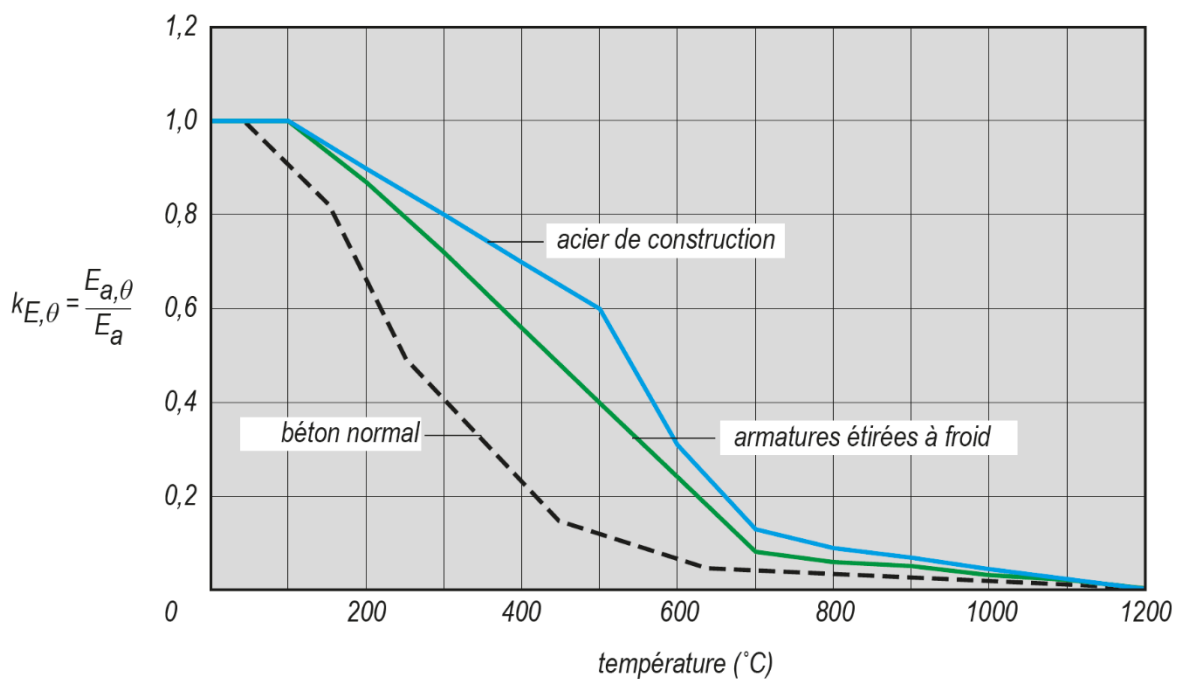


Figure XI.2: Diminution de la rigidité initiale de l'acier de construction, des barres d'armature et du béton à températures élevées.

N'importe quelle résistance au feu peut être atteinte en prenant les bonnes mesures. En outre, l'acier offre une grande sécurité pour les raisons suivantes :

- L'acier est un matériau de construction prévisible. Contrairement à certains autres matériaux de construction comme la maçonnerie et le béton, les caractéristiques intrinsèques de l'acier à haute température sont déterminées précisément et il n'existe que de faibles variations ;
- L'acier est aussi un matériau de construction déformable. À haute température, tous les matériaux subissent des déformations thermiques importantes. Ces déformations engendrent des charges supplémentaires dans la construction. Pour reprendre ces déformations et ces charges, un matériau ne doit pas tant être résistant, mais surtout déformable. Contrairement à un matériau friable, comme le béton par exemple, l'acier en est parfaitement capable ;
- L'acier prévient par d'importantes déformations avant de céder éventuellement. Normalement, les pompiers et autres services de secours peuvent déduire de l'évolution des déformations si le bâtiment est sur le point de s'écrouler. La rupture friable et soudaine, qui peut se produire avec le béton et les constructions en maçonnerie par exemple, est très rare dans le cas de constructions en acier ;
- L'acier est un matériau facilement quantifiable. Les Eurocodes concernant le calcul de la résistance au feu de l'acier sont basés sur des décennies de recherches scientifiques poussées. Le comportement dans la construction est bien connu et tous les phénomènes possibles sont prévisibles avec précision. Le risque qu'une autre forme de rupture que celle prévue lors de la conception se produise est de ce fait très réduit dans le cas des constructions en acier.

XI.3.2/La peinture intumescente :

La peinture intumescente est une solution esthétique puisqu'elle propose une finition avec un vaste choix de couleurs et simple à mettre en œuvre. Elle permet d'améliorer la réaction au feu des matériaux employés dans des ouvrages neufs comme sur les chantiers de rénovation. C'est une peinture qui gonfle sous l'action de la chaleur pour former une mousse microporeuse isolante appelée « meringue ». Elle protège les supports des flammes, limite la propagation de l'incendie et retarde l'élévation de la température des matériaux. Elle permet à la construction de supporter ses charges durant toute la période de résistance au feu exigée. Les peintures intumescentes sont en phase aqueuse ou à base solvant et peuvent être appliquées par projection, à la brosse ou au rouleau. Les peintures intumescentes réagissent aux températures de 270 °C à 300 °C en gonflant d'environ 20 fois leur épaisseur appliquée. Elle peut se composer de trois couches : une couche anticorrosion, une couche de produit chimique intumescent et une couche de protection externe et de finition. La mise en œuvre d'un produit améliorant le comportement au feu d'un matériau constitue un acte de sécurité. L'application du complexe doit être réalisée avec le plus grand soin, soit au pistolet qui est préférable pour des questions esthétiques, soit au rouleau. La peinture intumescente garantit de 30 à 120 minutes de stabilité au feu.

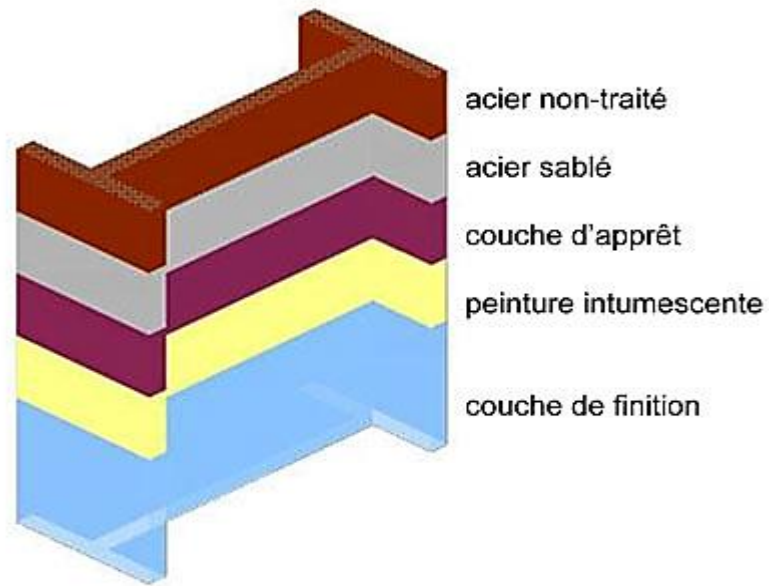
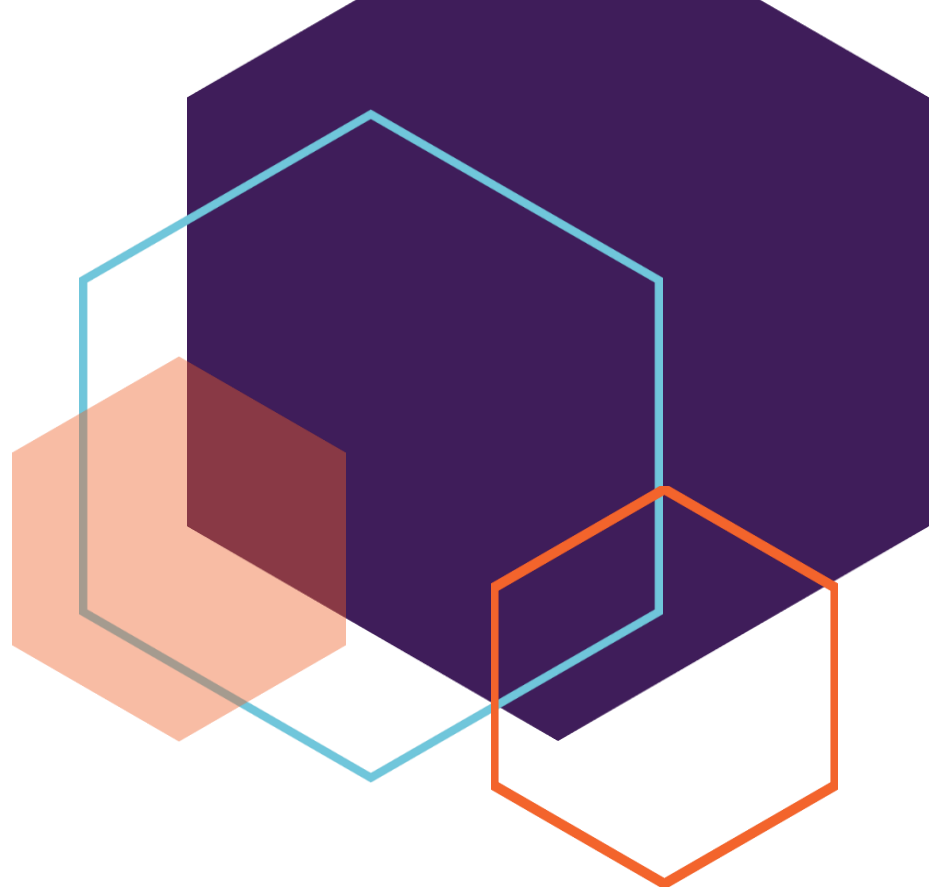


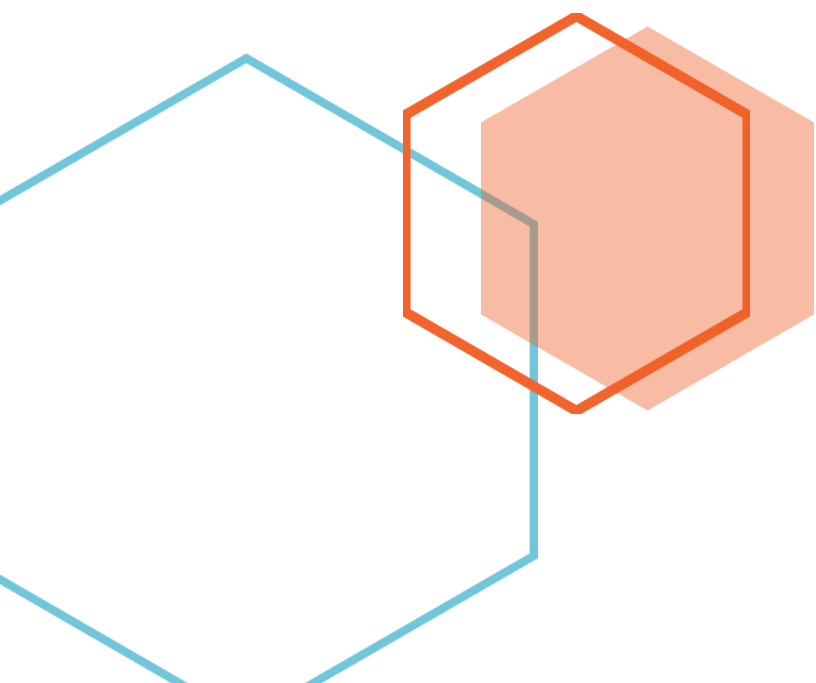
Figure XI.3 : Couche de protection d'un profilé

XI.3.3/L'alarme anti-incendie :

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante. Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.



Conclusion Général



CONCLUSION Général

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. D'autre part, d'acquérir de nouvelles connaissances sur les méthodes de calcul de structure pour des vérifications et dimensionnements, ainsi que l'utilisation des logiciels techniques comme ROBOT ; TEKLA AUTOCAD, ...etc.

Notons que ce projet de fin d'étude constitue pour nous une première expérience, il nous a été très bénéfique, sachant que sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en charpente métallique.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études.

Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs, et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie professionnelle.



BIBLIOGRAPHIE

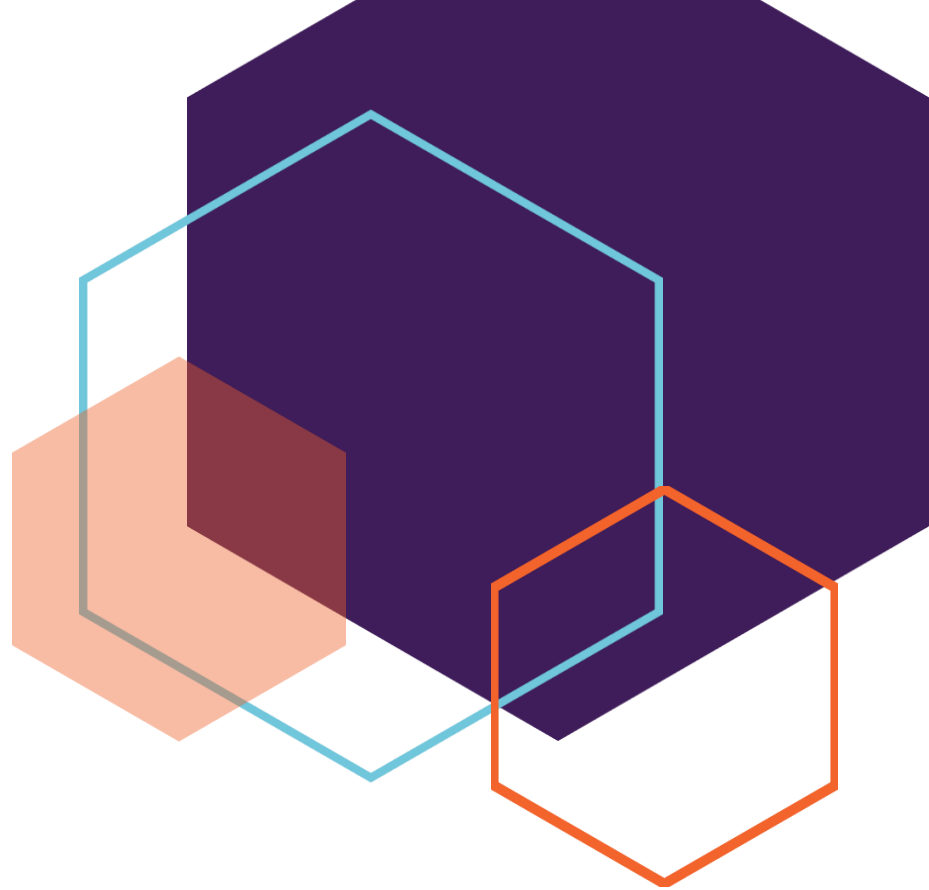
DOCUMENTS TECHNIQUES :

- **Règlement neige et vent version 2013.**
- **Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.**
- **Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.**
- **Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.**
- **Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspire de l'Eurocode 1 994-1 -1.**
- **Document technique réglementaire DTR B. C. 2.2.**
- **B.A.E.L91, modifié 99.**
- **Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003**

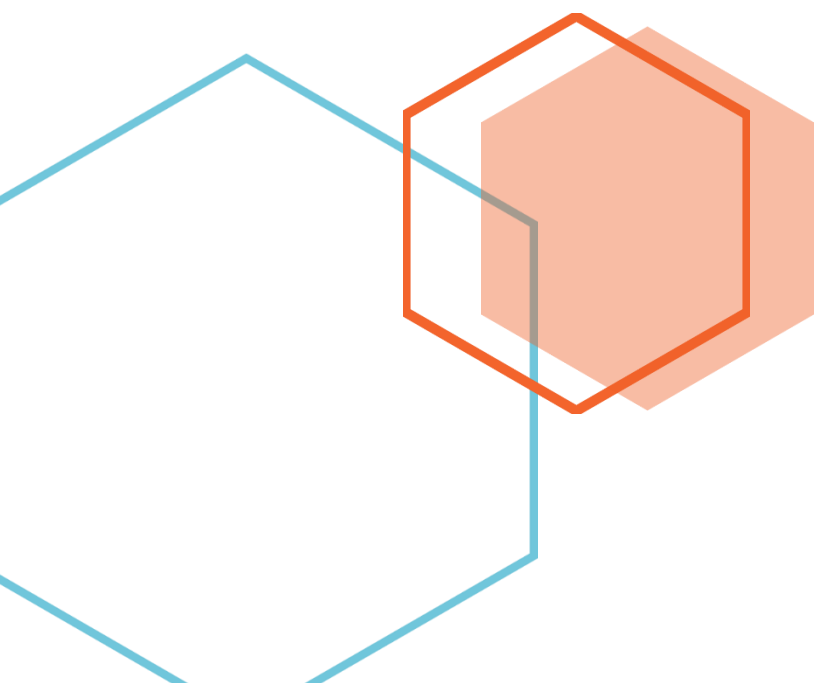
SITE INTERNET :

- **<https://www.infosteel.be/fr/materiaux/technique-normes/securite-incendie.html#protection-de-l%E2%80%99acier>**



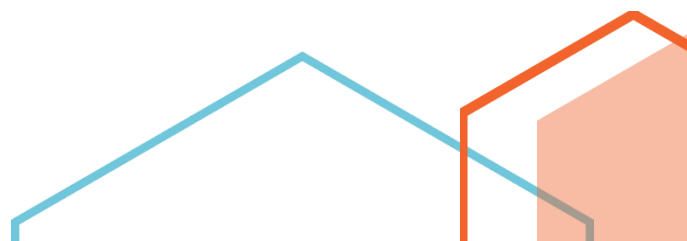


ANNEXES



Catégories 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

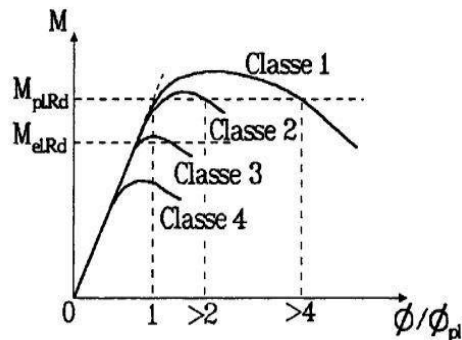
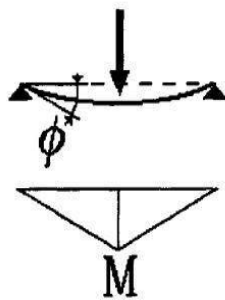


Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoiement local.

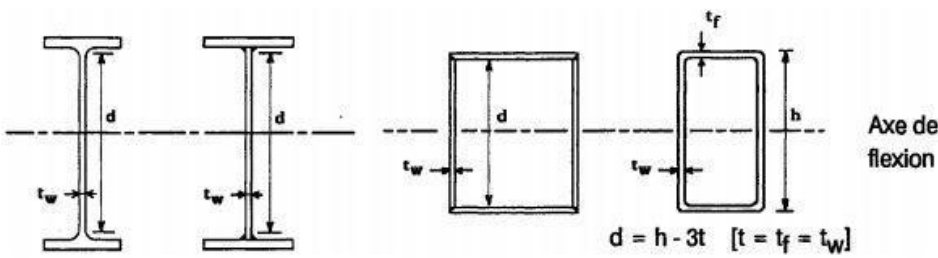
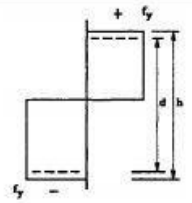
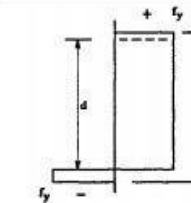
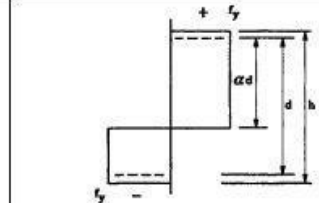
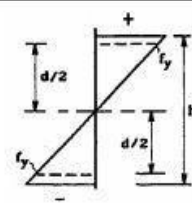
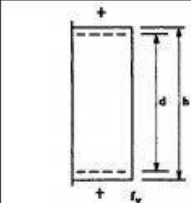
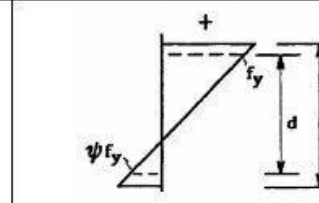
(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



Activer Windows

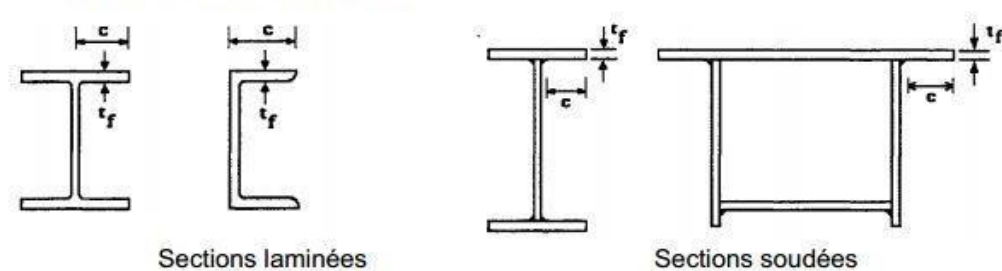
Accédez aux paramètres de l'ordinateur

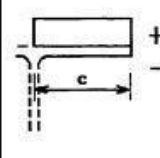
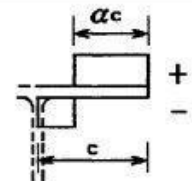
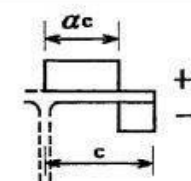
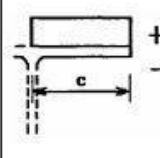
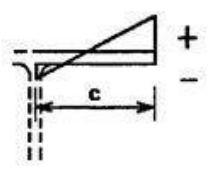
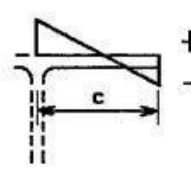
Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Âmes</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

(b) Parois semelles en console :

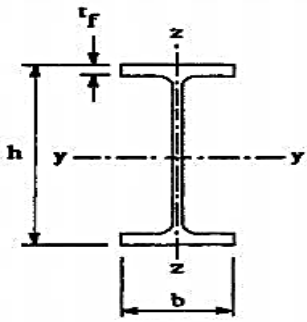
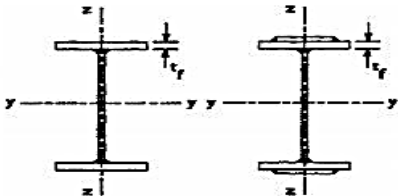
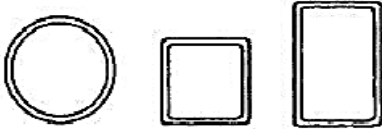
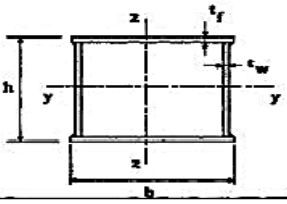



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>				<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>	
Classe		Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe		Section fléchie et/ou comprimée			
1		$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2		$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3		$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
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	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	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			

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

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	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

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

Section en cm² de N armatures de diametre Ø(mm)

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

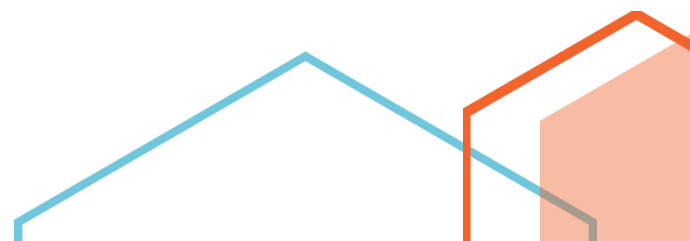

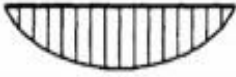
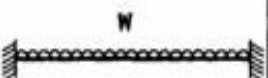
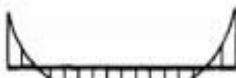
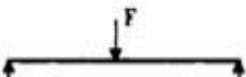

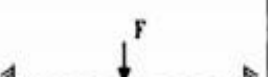

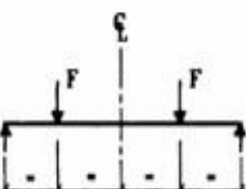

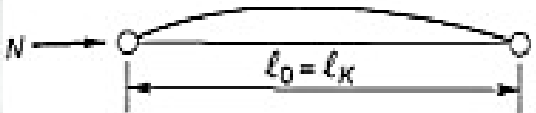
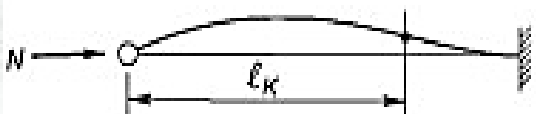

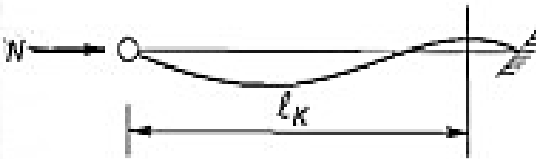





Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Conditions d'appuis	m	l_K
<p>• Sans déplacements des extrémités</p> 	1	l_0
 <p style="margin-left: 150px;">encastrement parfait</p>	2	$0,7 l_0$
	4	$0,5 l_0$
 <p style="margin-left: 150px;">encastrement élastique</p>	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p> 	$\frac{1}{4}$	$2 l_0$
	1	l_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 l_0$

Coefficient de topographie

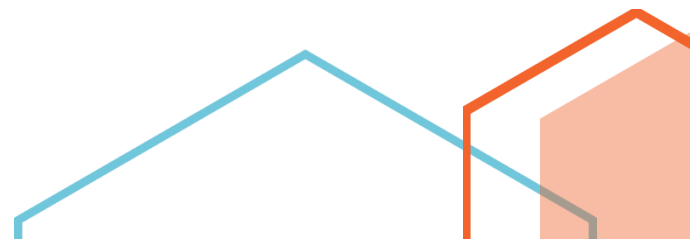
Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_i (N/m ²)
D	0,88	615	0,8	0,8	0
A	0,88	615	-1	0,8	- 975
B	0,88	615	-0,8	0,8	- 866
C	0,88	615	-0,5	0,8	- 704
E	0,88	615	-0,3	0,8	- 595

Coefficient de pression extérieure pour la toiture

zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_i (N/m ²)
F1 et F2	0,88	670	-1,7	0,8	-1475
G	0,88	670	-1,2	0,8	-1180
H	0,88	670	-0,6	0,8	-825
I	0,88	670	-0,3	0,8	-650
J	0,88	670	-0,3	0,8	-650



**Coefficients de pression extérieure pour toitures à un versant vent de direction
 $q = 0^\circ$, $q = 90^\circ$ et $q = 180^\circ$**

Pente α	Zones pour vents de direction $\theta = 0^\circ$						Zones pour vents de direction $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,7							
45°	+0,7		+0,7		+0,6		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,6	-2,2	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-1,3	-2,0	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-1,2	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Caractéristique mécanique des boulons HR

Appellation	$f_{ub}(N/mm^2)$	$f_{yb}(N/mm^2)$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

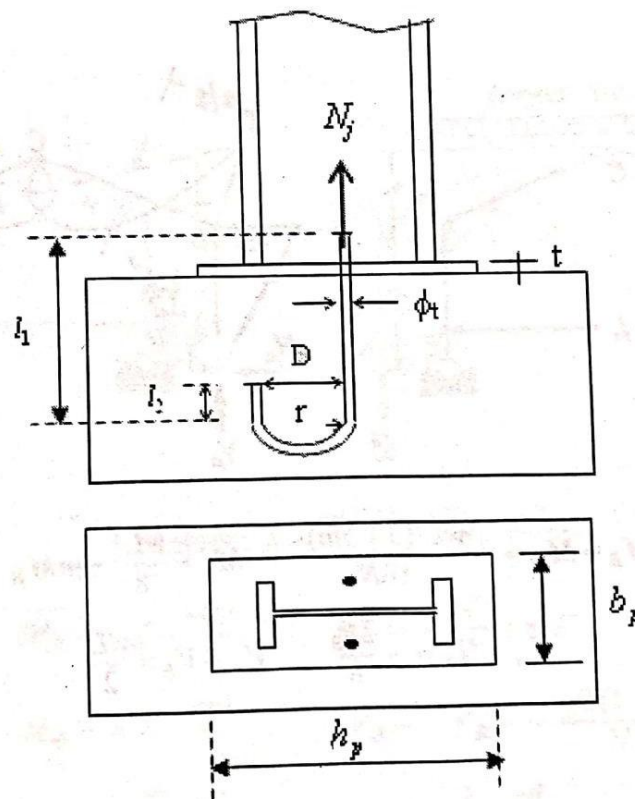
Diamètre nominal d_b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A _s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

Valeurs des efforts normaux admissibles, N_j^{\max} (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{\max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

Prédimensionnement des pieds de poteau articulés sous compression axiale (Acier S235/Béton C25/30):

Profils IPE

Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)				
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r		d_r	N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E	160	115	160		
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E	195	130	160		
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E	225	145	100		
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	193	175	105	8	E	265	160	100		
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E	295	180	100		
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E	330	195	110		
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E	360	210	120		
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E	400	235	135		
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E	435	255	145		
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	160	18	C	445	240	150		
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C	490	265	165		
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C	535	280	180		
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C	585	300	195		
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C	645	315	215		
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C	720	330	240		
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C	805	355	270		
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C	880	370	295		
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C	960	390	320		

Profils HEA

Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)				
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r		d_r	N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100		
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100		
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100		
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100		
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110		
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125		
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135		
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150		
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160		
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150		
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160		
HEA320	2923	731	345	335	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195		
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210		
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220		
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245		
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270		
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300		
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	350	38	C	885	325	295		
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320		
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350		
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375		
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425		
HEA900	7532	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475		

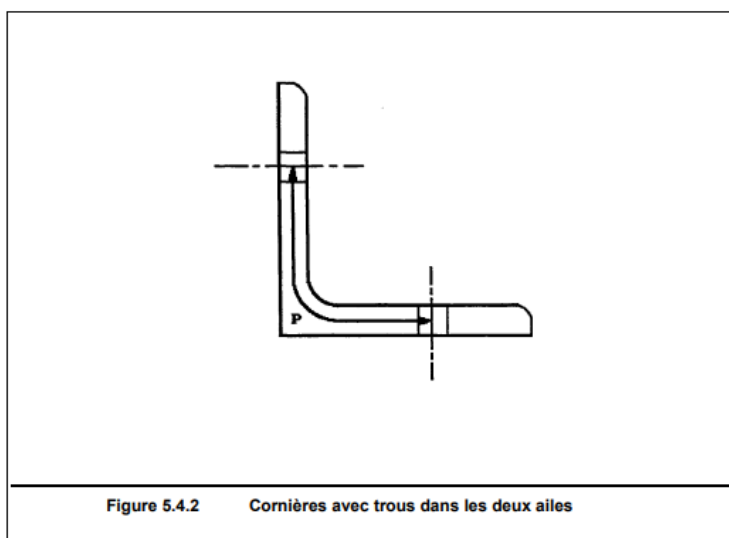
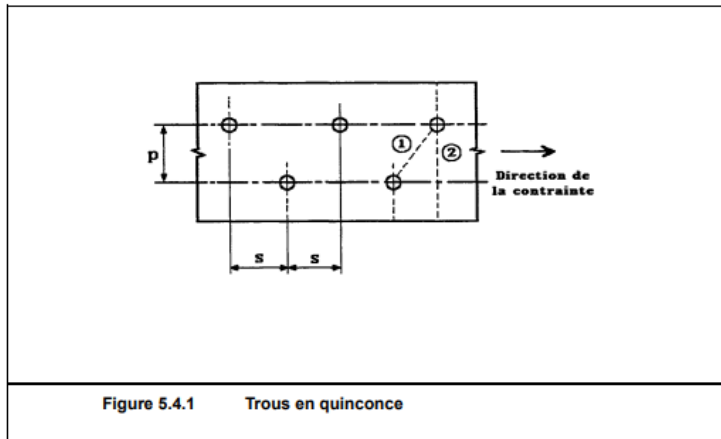
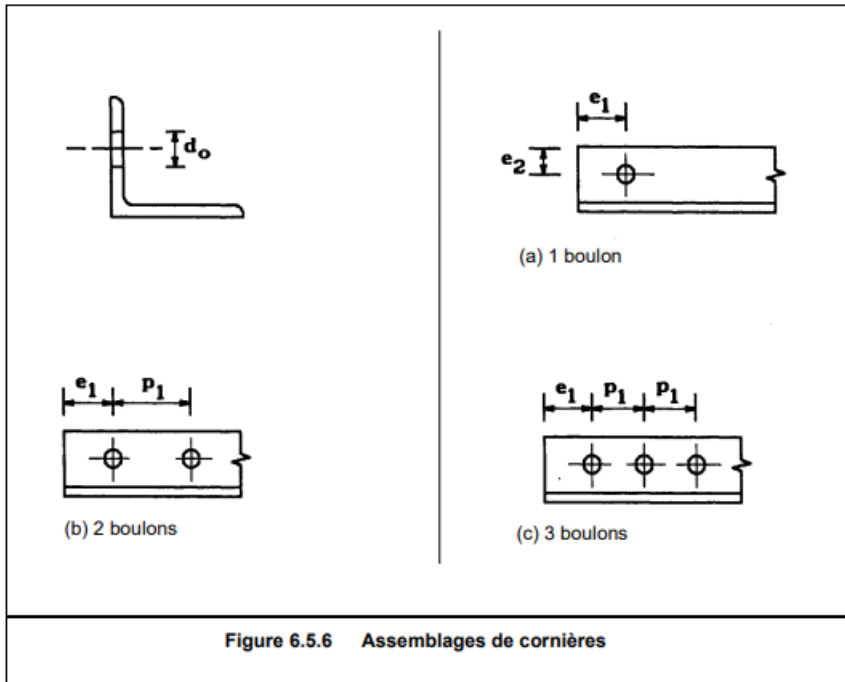


Tableau 5.3.2 Parois internes comprimées						
Distribution de contraintes (compression positive)				Largeur efficace b_{eff} de la partie comprimée de paroi		
				$\psi = +1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficient de voilement k_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$
Alternativement, pour $1 \geq \psi \geq -1 :$						
$k_\sigma = \frac{16}{[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2]^{0,5} + (1 + \psi)}$						

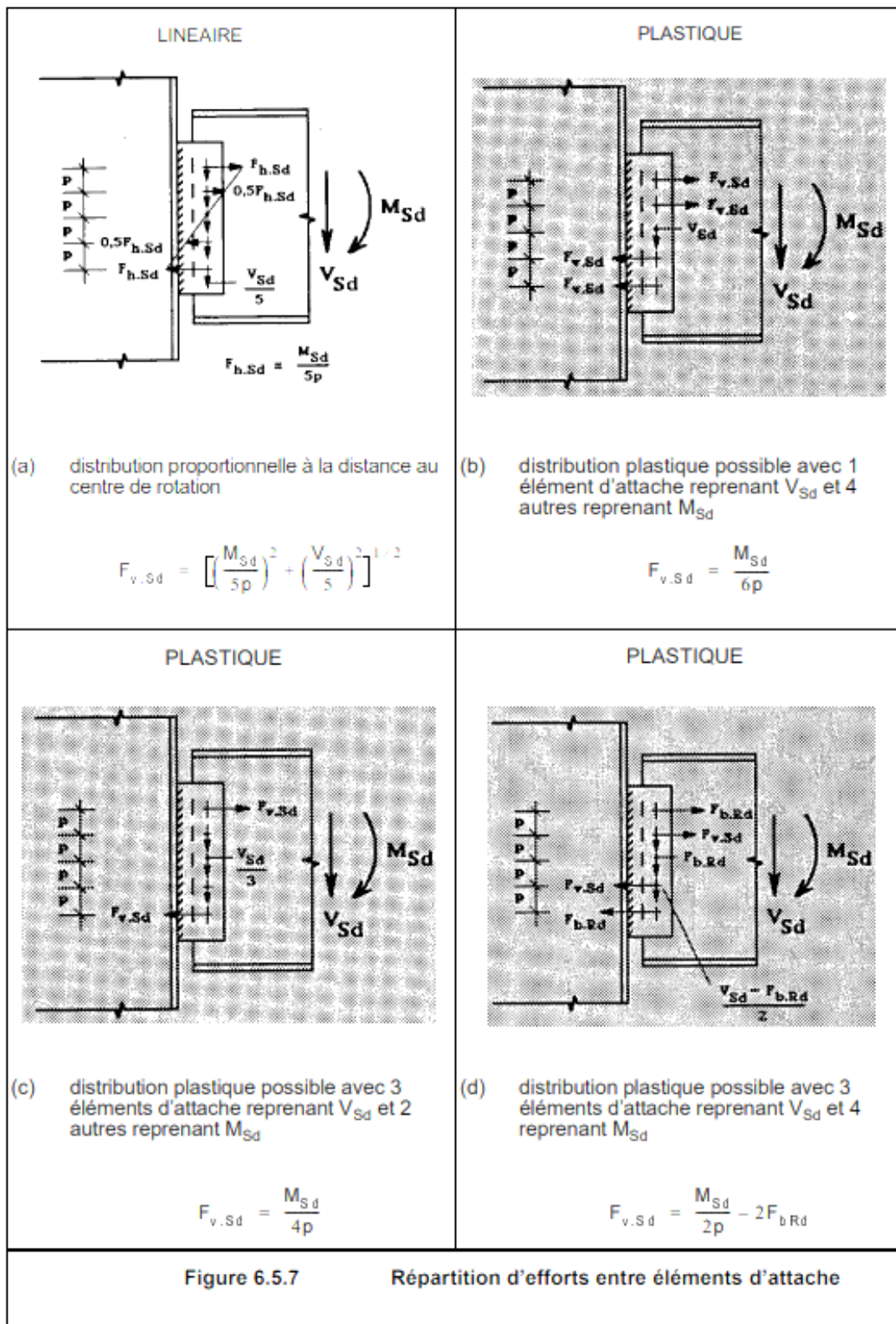


Figure 6.5.7

Répartition d'efforts entre éléments d'attache

Tableau 5.3.3 Parois comprimées en console

Distribution de contraintes (compression positive)		Large efficace b_{eff} de la partie comprimée de paroi			
		$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -1$	
Coefficient de voilement k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficient de voilement k_σ	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

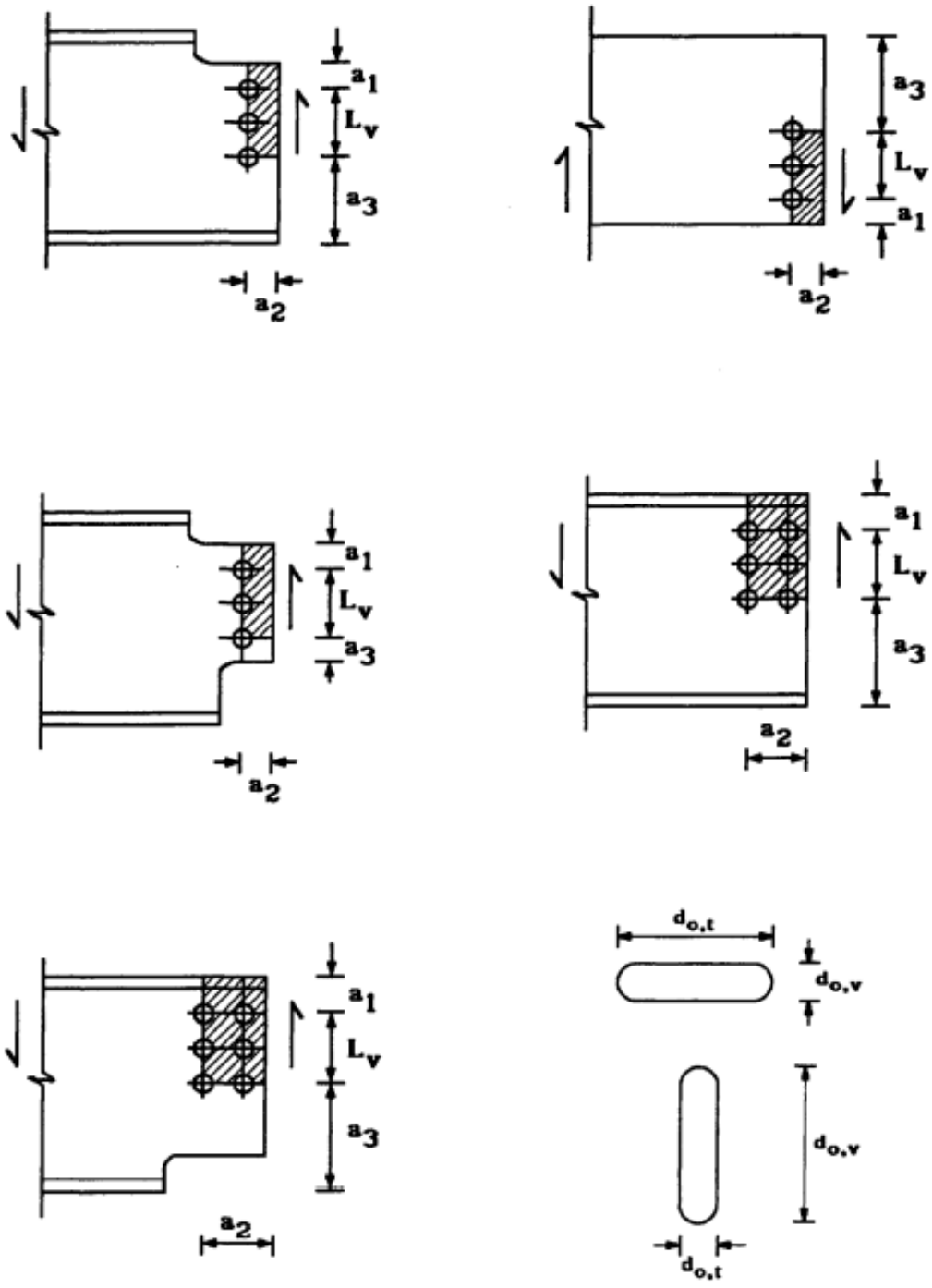


Figure 6.5.5 Cisaillement de bloc - Aire efficace de cisaillement

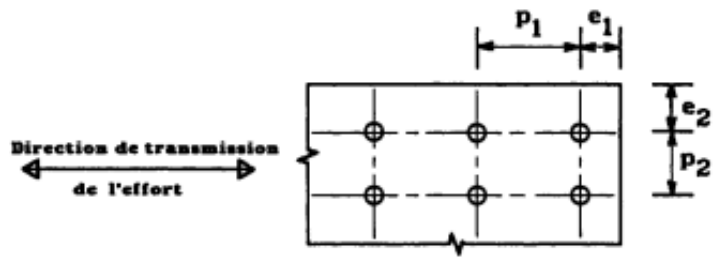


Figure 6.5.1 Notations pour l'espacement des éléments d'attache

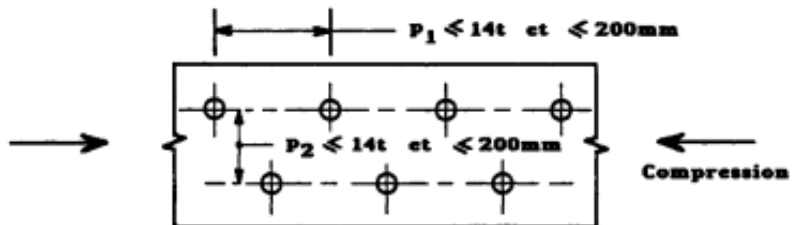


Figure 6.5.2 Éléments comprimés : espacements en quinconce

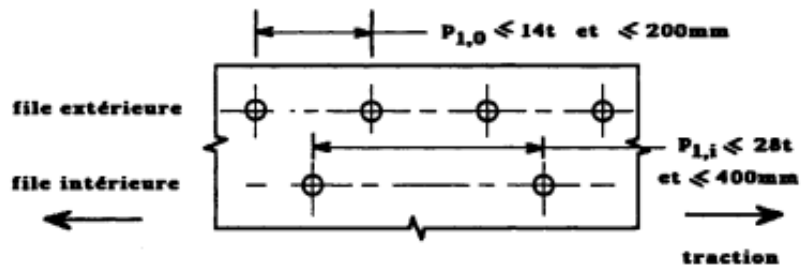
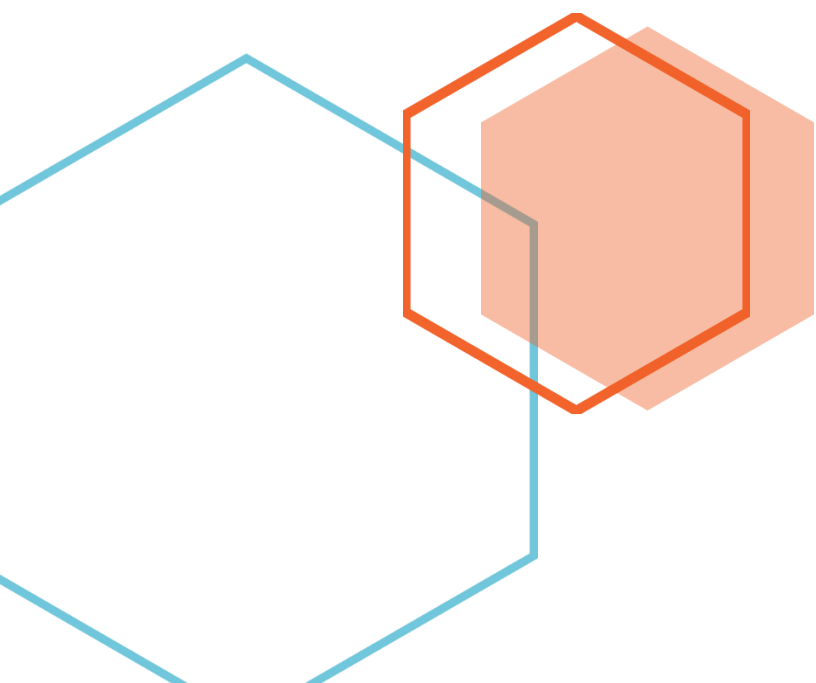
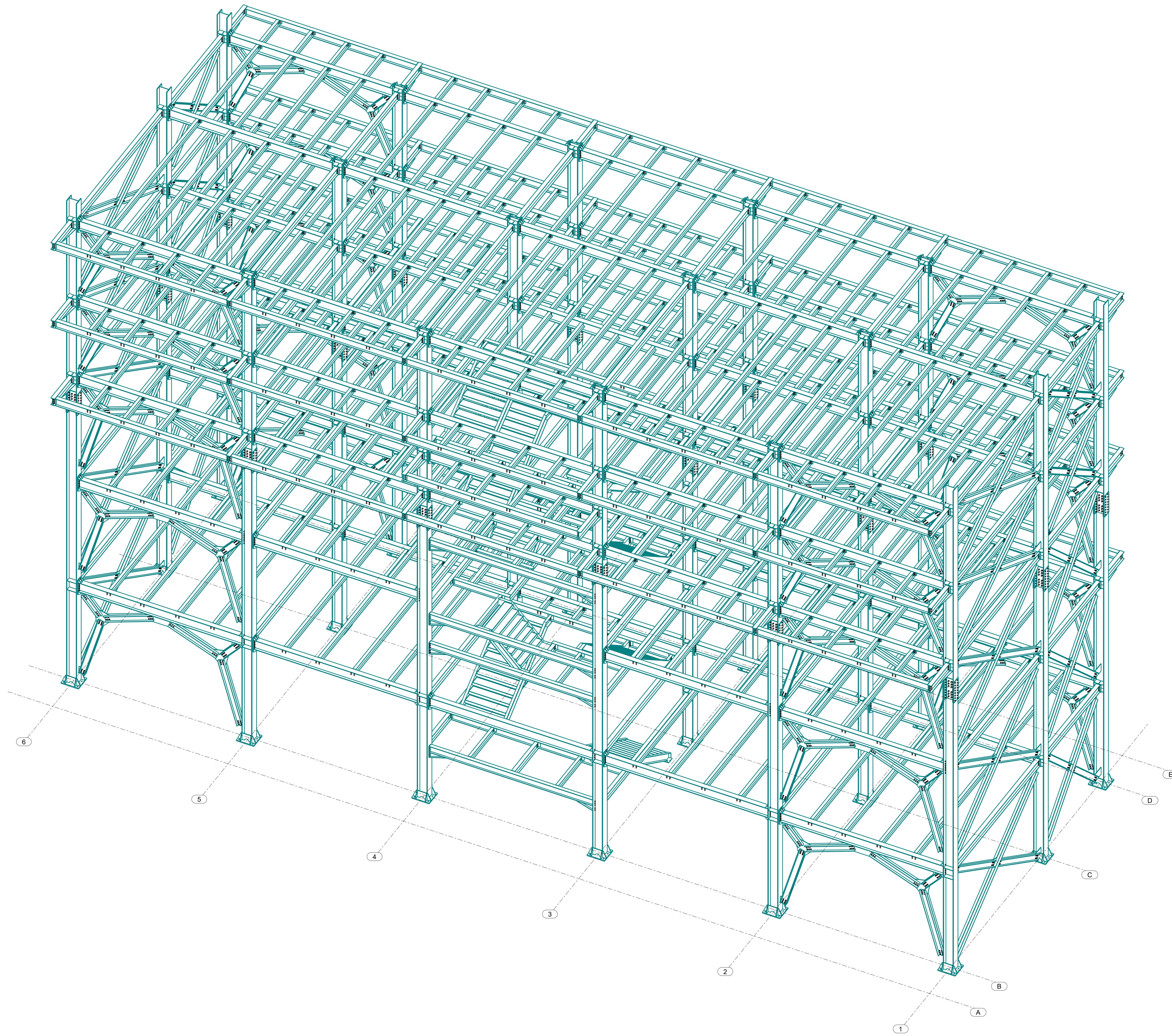


Figure 6.5.3 Éléments tendus : espacements en quinconce



*Plans d'architecture et
génie civil*





3D
1:50

Mémoire Fin d'études Ossature

Adresse du chantier

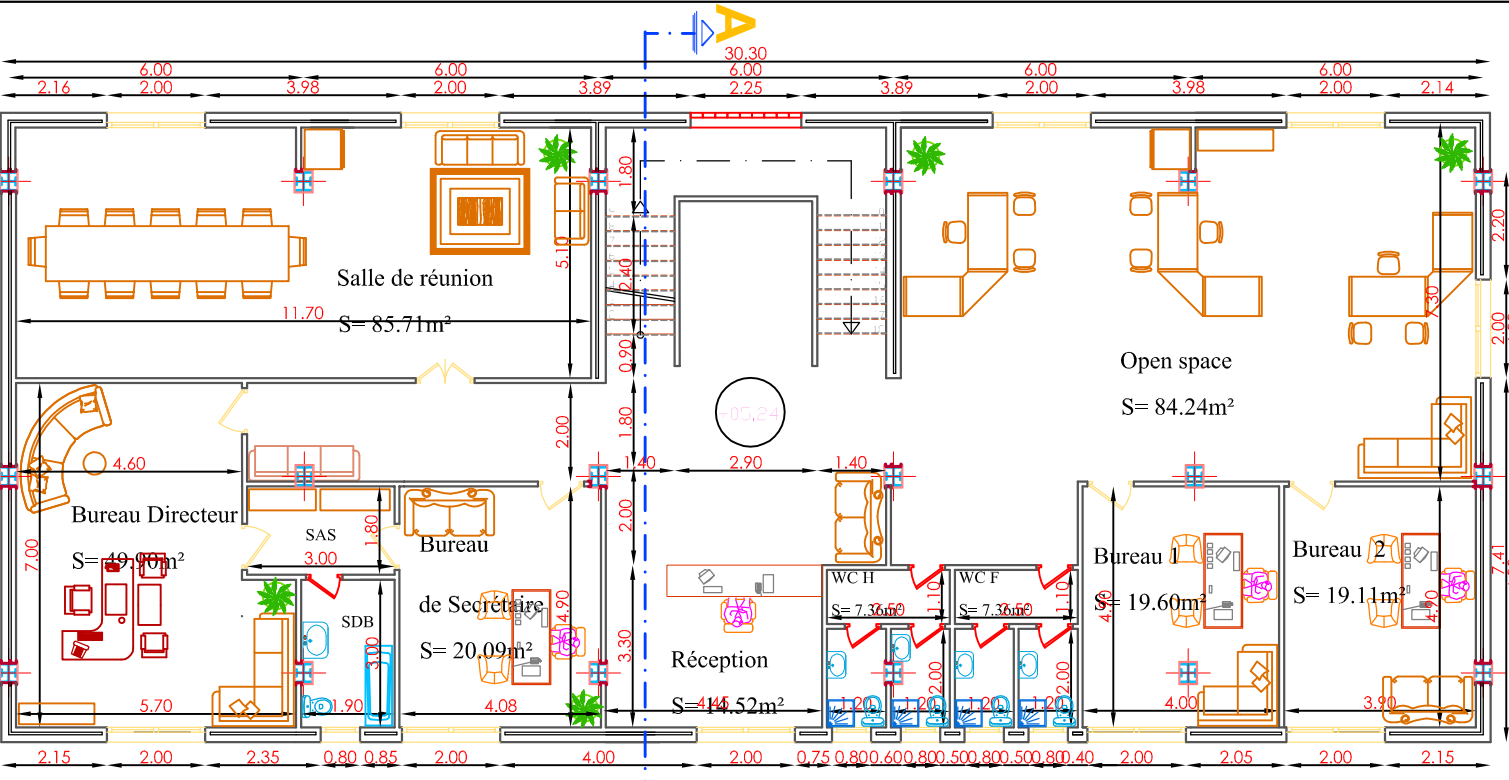
Maître d'Ouvrage	Maître d'Oeuvre	Architecte	Miniature du projet Fichier thumbnail.png
Bureau de contrôle	Bureau Ingénierie	Entreprise	

Indice	Date	Modifications	Créé par	Contrôlé par

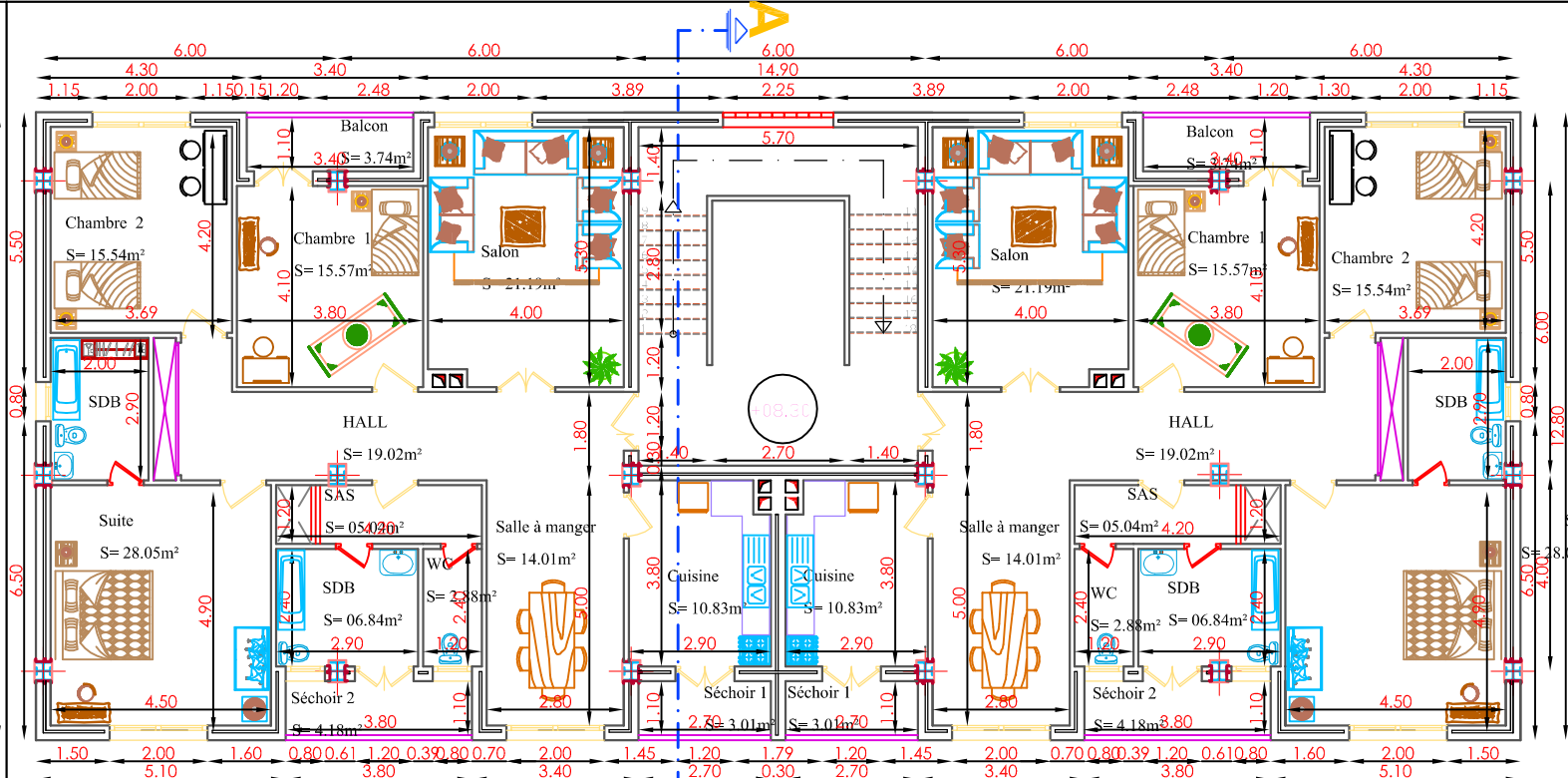
Visa	Émis par	Date / Observations / Signature
VSD		
VAD		
RES		
HM		

Emetteur			Trimble Solutions France ZA Altipole 8 Avenue Altipole 81100 TERREBONNE (FRANCE) Tél. 05 83 48 11 65 www.tekla.com	21 rue du Jura Immeuble Orléans 94150 RUNGIS (FRANCE) tekla.support@trimble.com
Titre		---Perspective 01---		
Phase		Ech. 1:50		
Format		A0		
Date		08.12.2021		

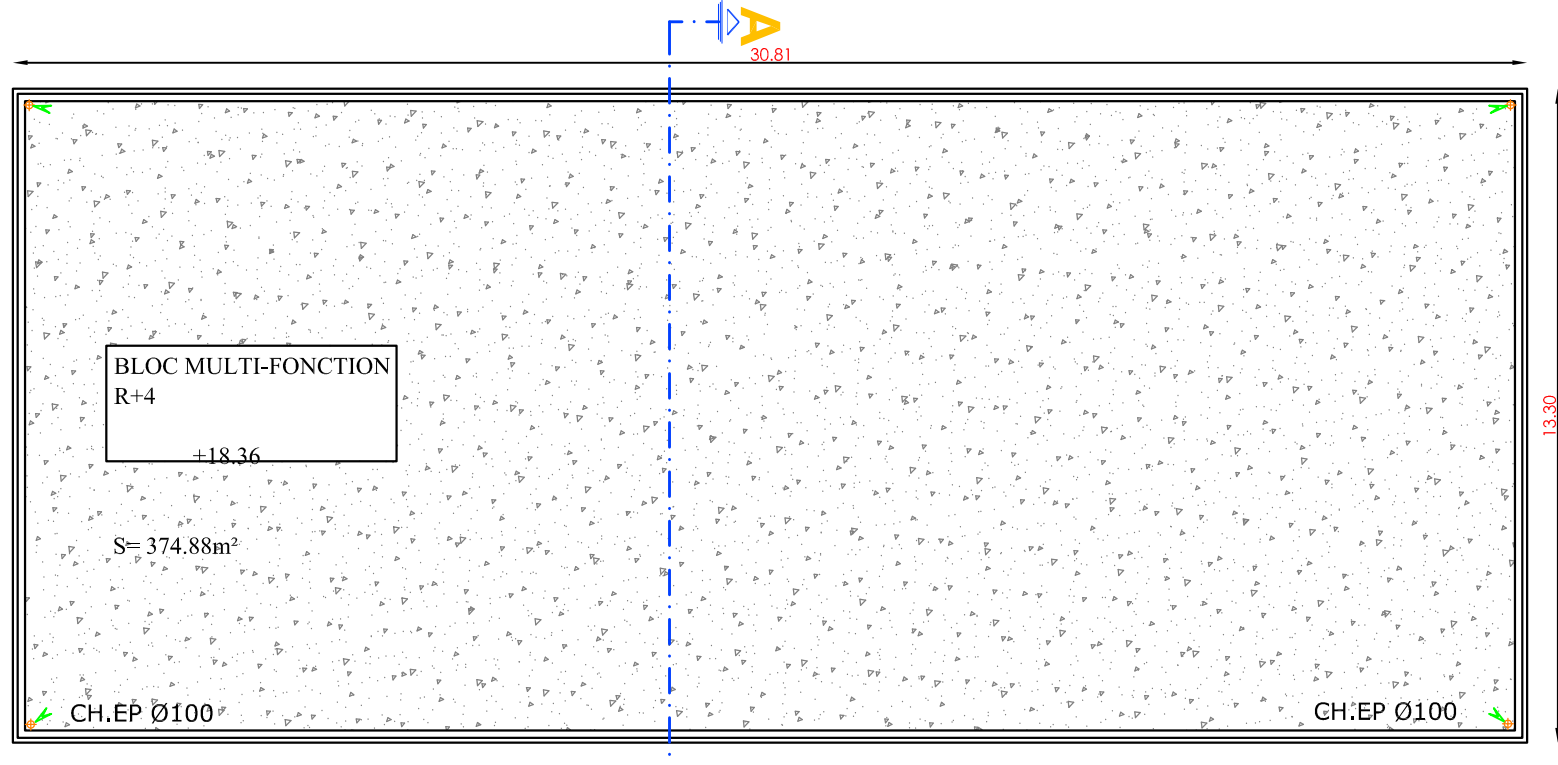
001***							
PROJET	EMETTEUR	PHASE	LOT	TYPE DOC	NIVEAU	NUMERO	INDICE



PLAN 3eme ETAGE



PLAN 4eme ETAGE



PLAN TOITURE

INDICE	DATES	MODIFICATIONS	OBSERVATIONS
0	11/2018	EDITION ORIGINALE	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

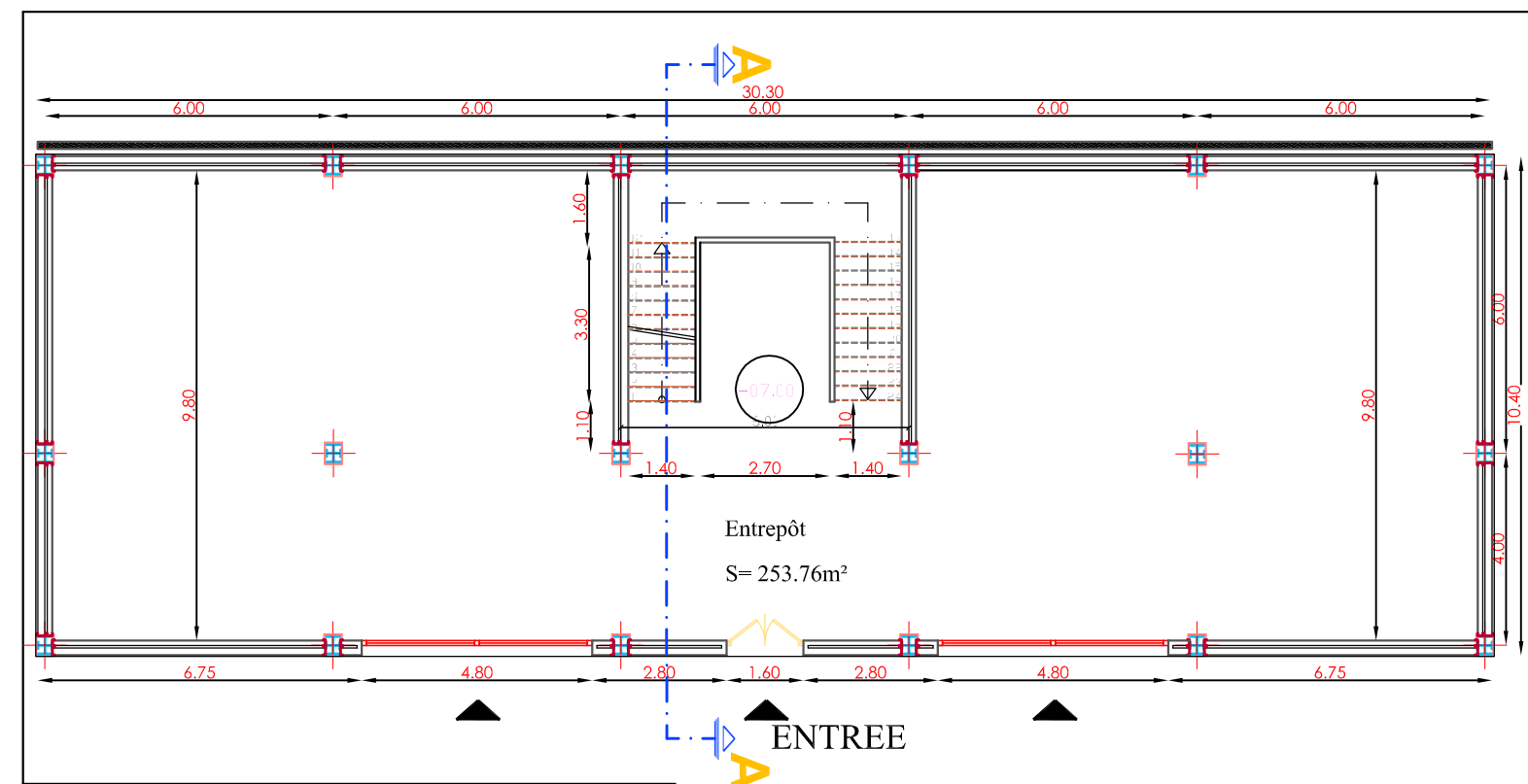
PROJET:
CONSTRUCTION D'UN BLOC MULTIFONCTIONNEL(R+4)

LossBrev&H:recture DATE: _____

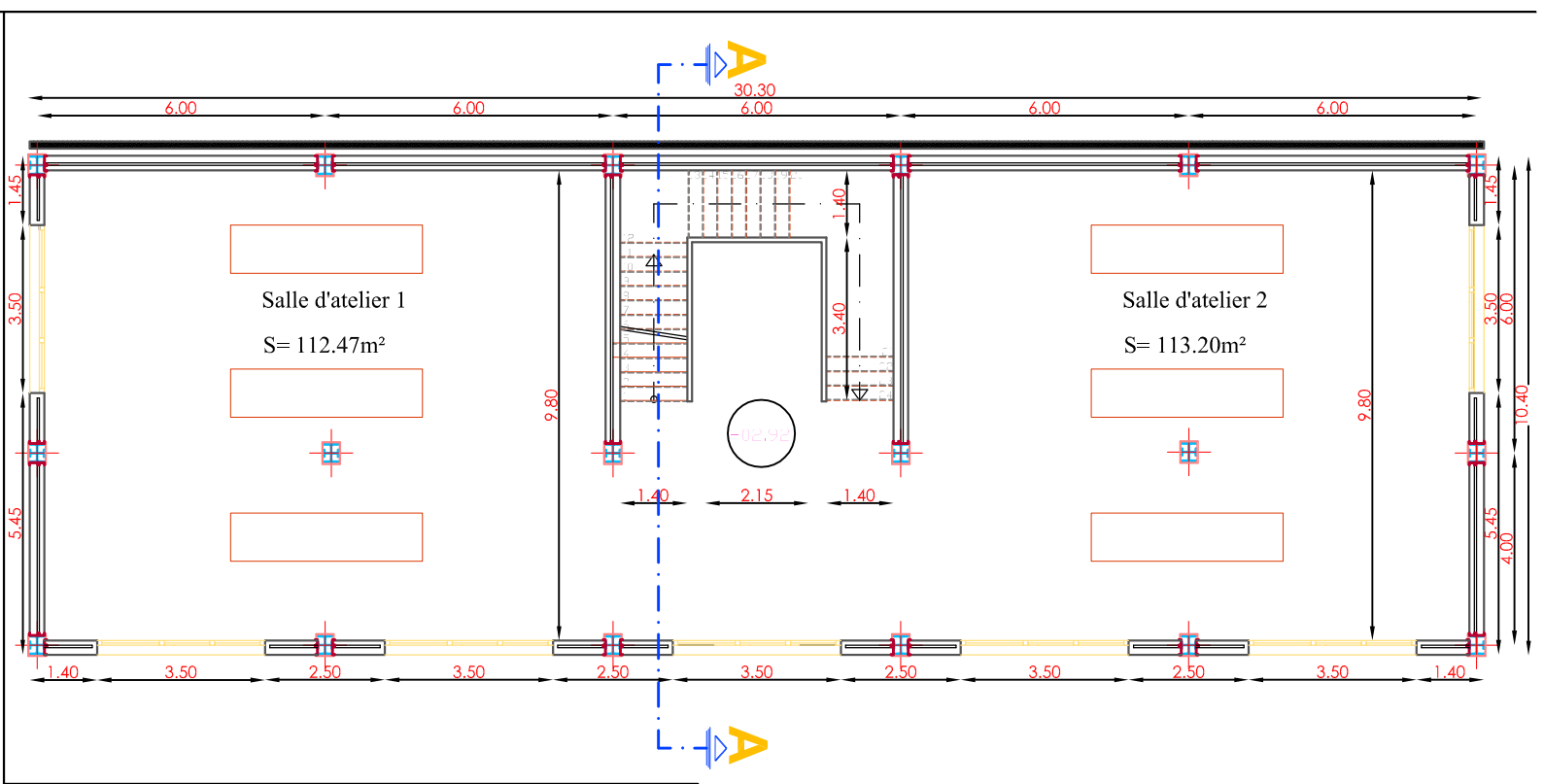
CONTENU: Bloc multifonctionnel N°: 06/07 Echelle: 1/50

PLAN DE 3eme ETAGE
PLAN DE 4eme ETAGE
PLAN DE TOITURE

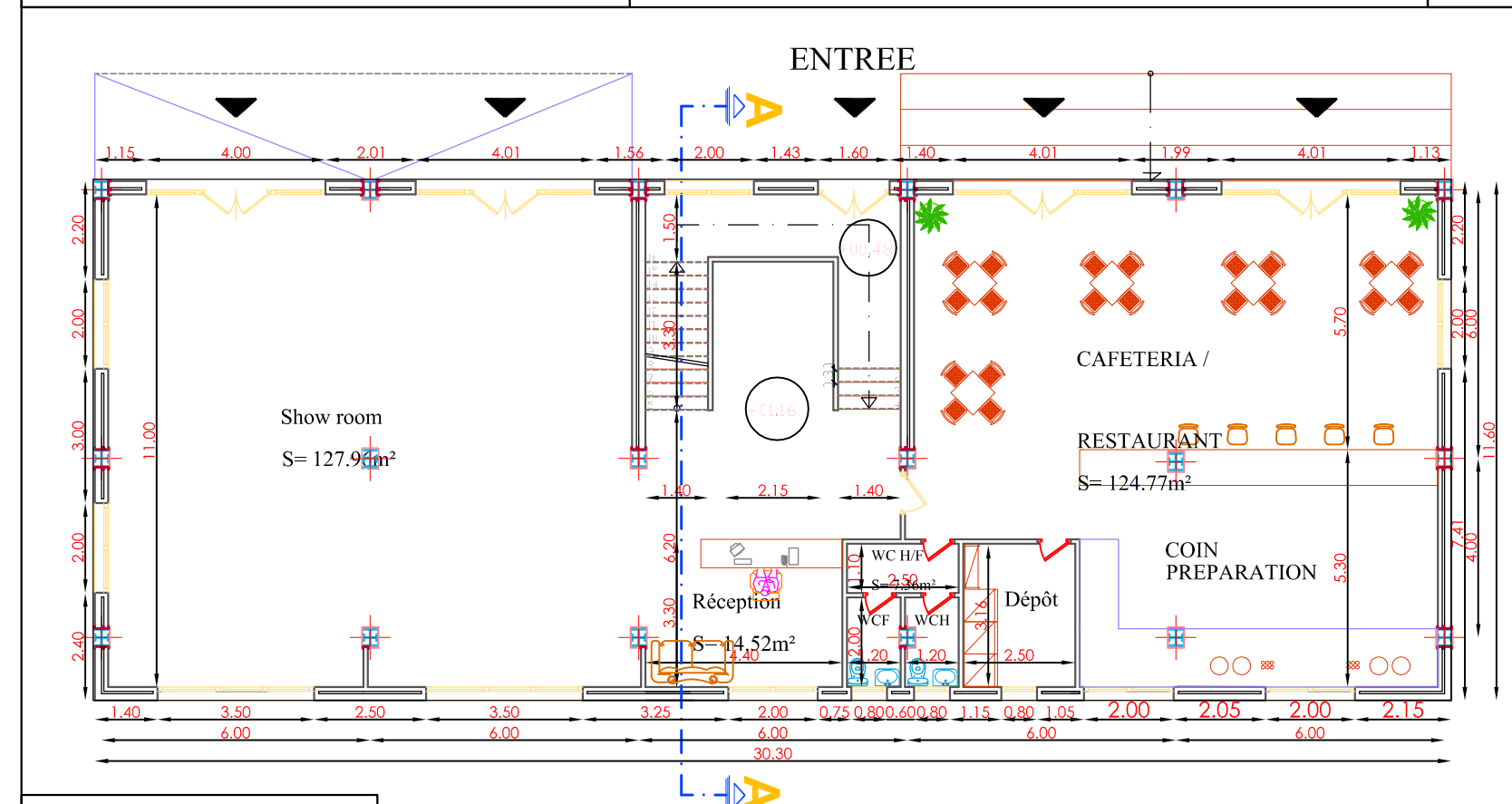
VISA



PLAN DE RDC



PLAN 1er ETAGE



PLAN 2eme ETAGE

INDICE	DATES	MODIFICATIONS	OBSERVATIONS
0	11/2018	EDITION ORIGINALE	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

PROJET:
CONSTRUCTION D'UN BLOC MULTIFONCTIONNEL(R+4)

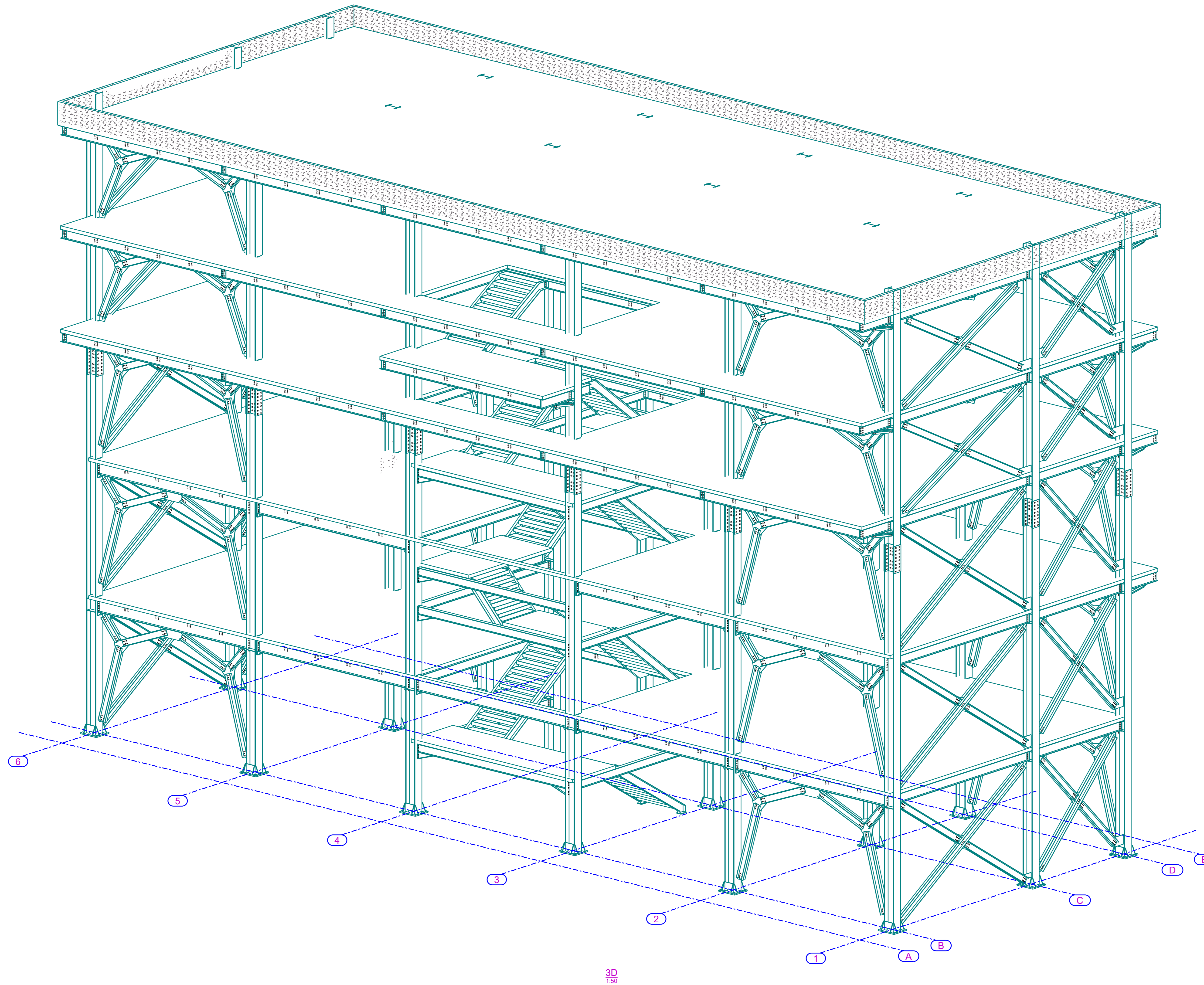
DATE: _____

CONTENU: Bloc multifonctionnel N°: 05/07 Echelle: _____

PLAN 1er ETAGE
PLAN 2eme ETAGE
PLAN DE REZ-CHAUSSEE

1/50

VISA



Mémoire Fin d'études Ossature Adresse du chantier

Maître d'Ouvrage	Maître d'Oeuvre	Architecte	Miniature du projet Fichier thumbnail.png
Bureau de contrôle	Bureau Ingénierie	Entreprise	

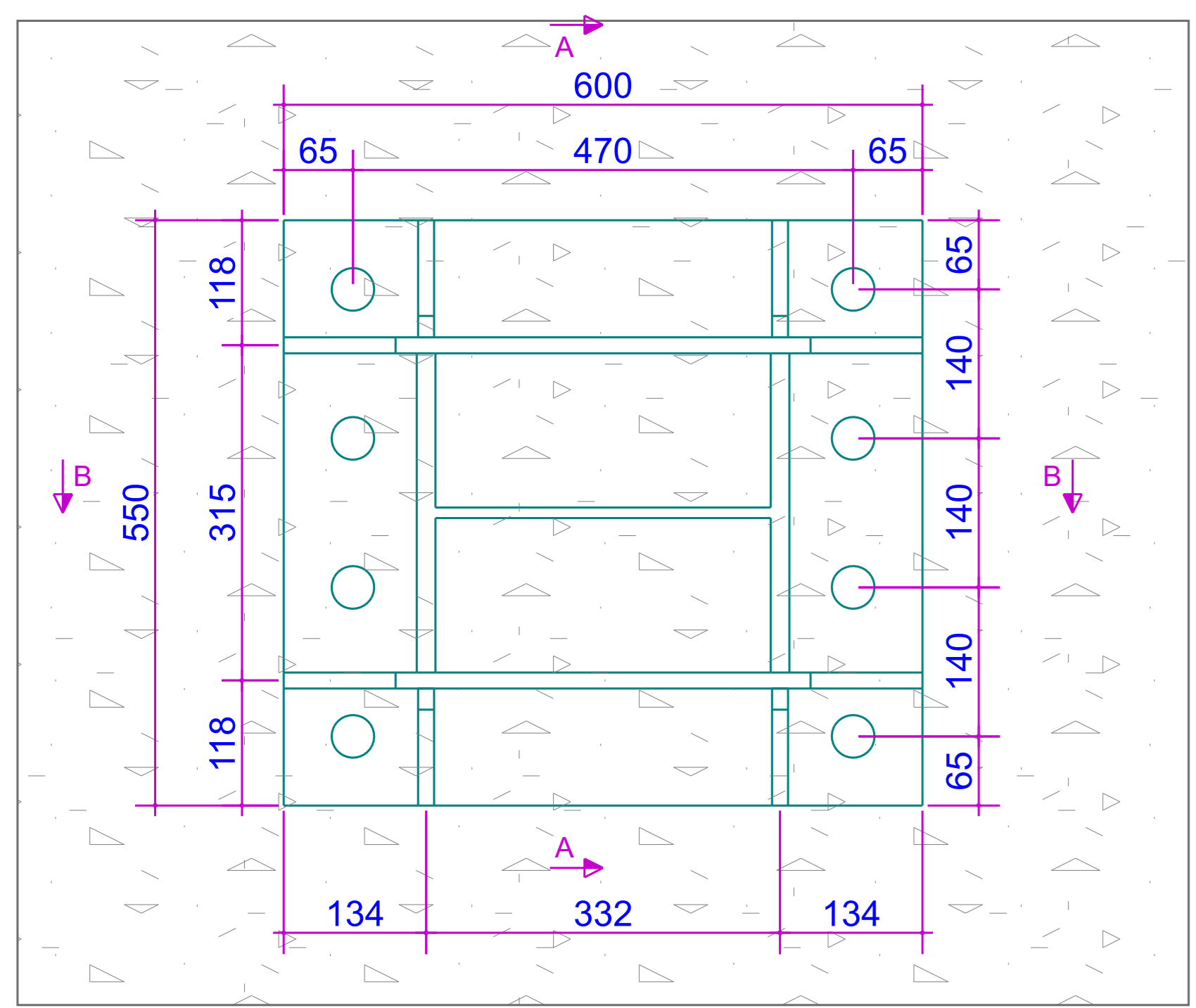
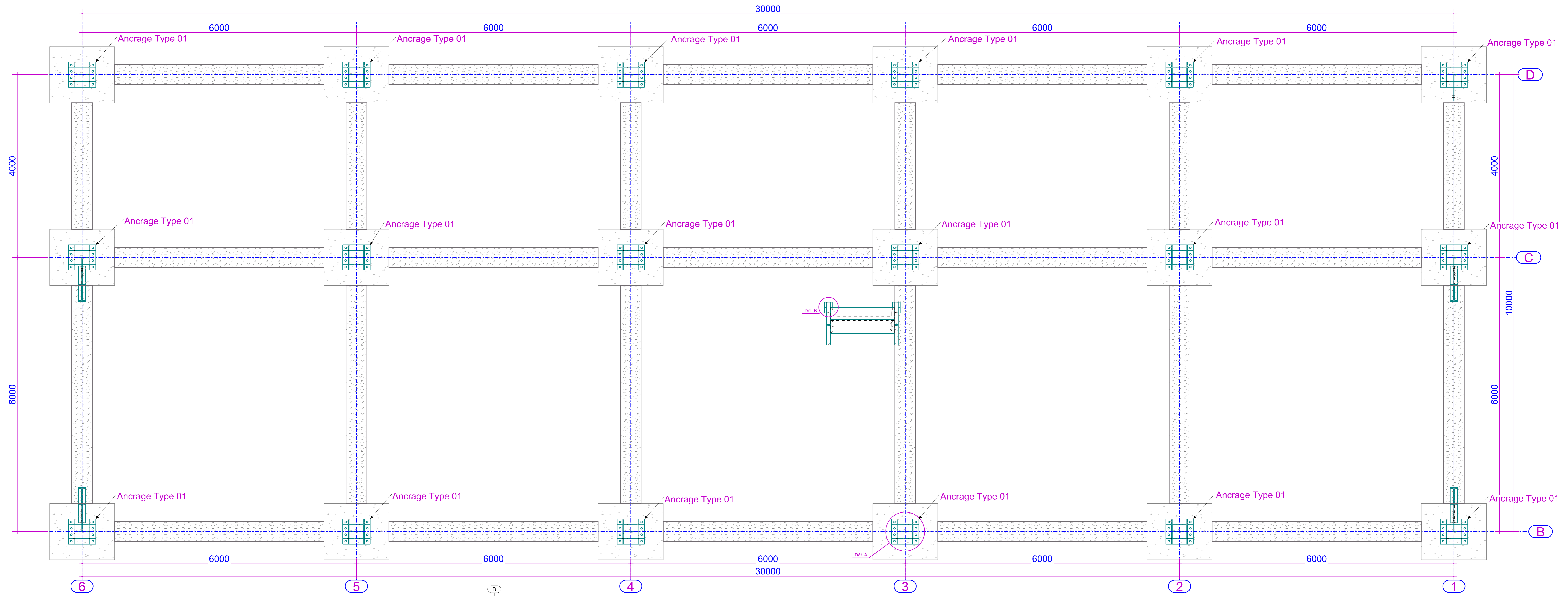
Indice	Date	Modifications	Créé par	Contrôlé par

Visa	Émis par	Date / Observations / Signature
VSO		
VAD		
REF		
HM		

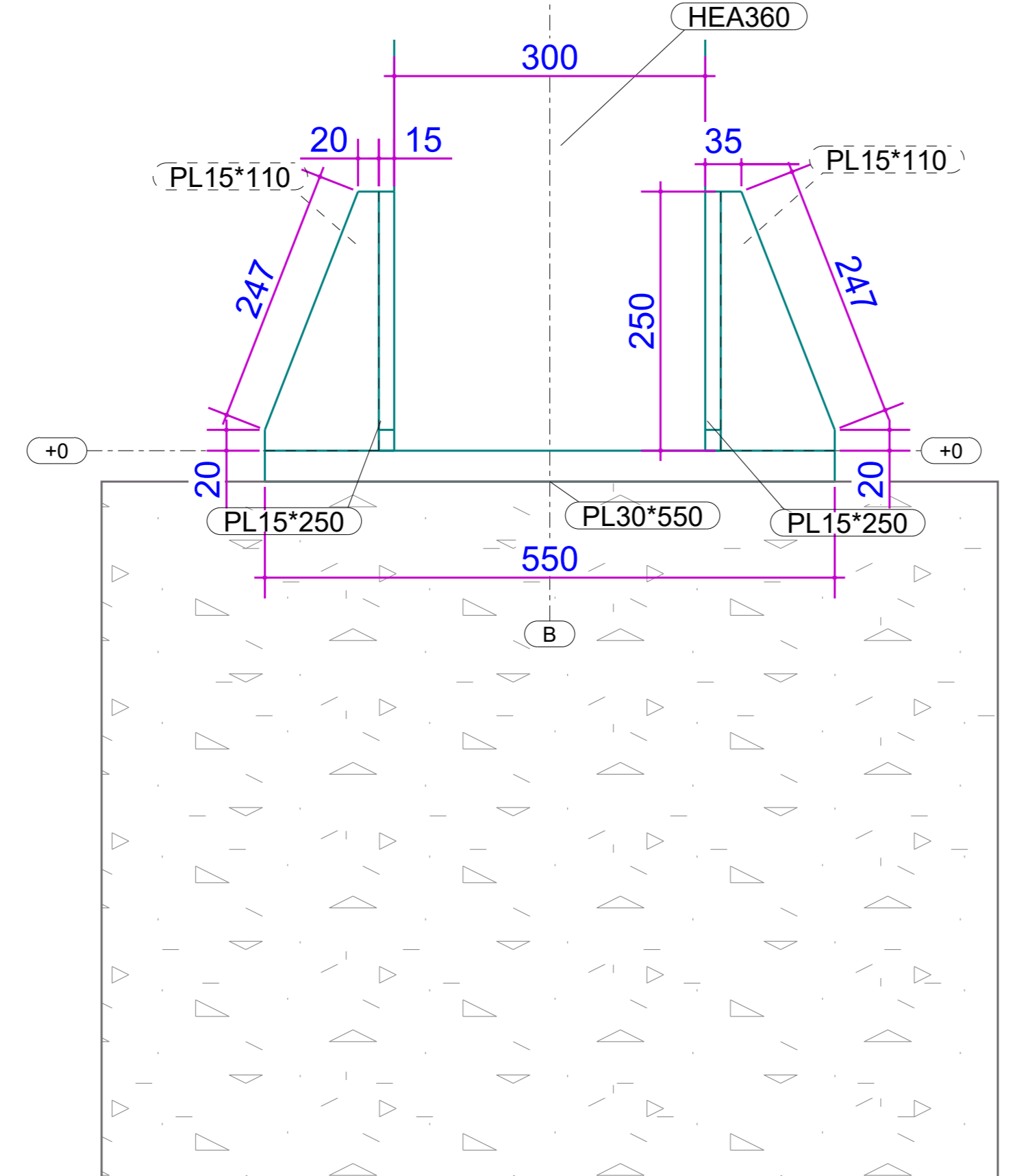
Emetteur				Trimble Solutions France ZA Altipole 8 Avenue Altipole 81100 TERREBONNE (FRANCE) Tel: 05 83 48 11 65 www.tekla.com		21 rue du Jura Immeuble Orléans 94150 RUNGIS (FRANCE) tekla.support@trimble.com	
----------	--	--	--	---	--	---	--

Titre			Phase		
---Perspective 02-			Ech. 1:50		
			Format A0		
			Date 08.12.2021		

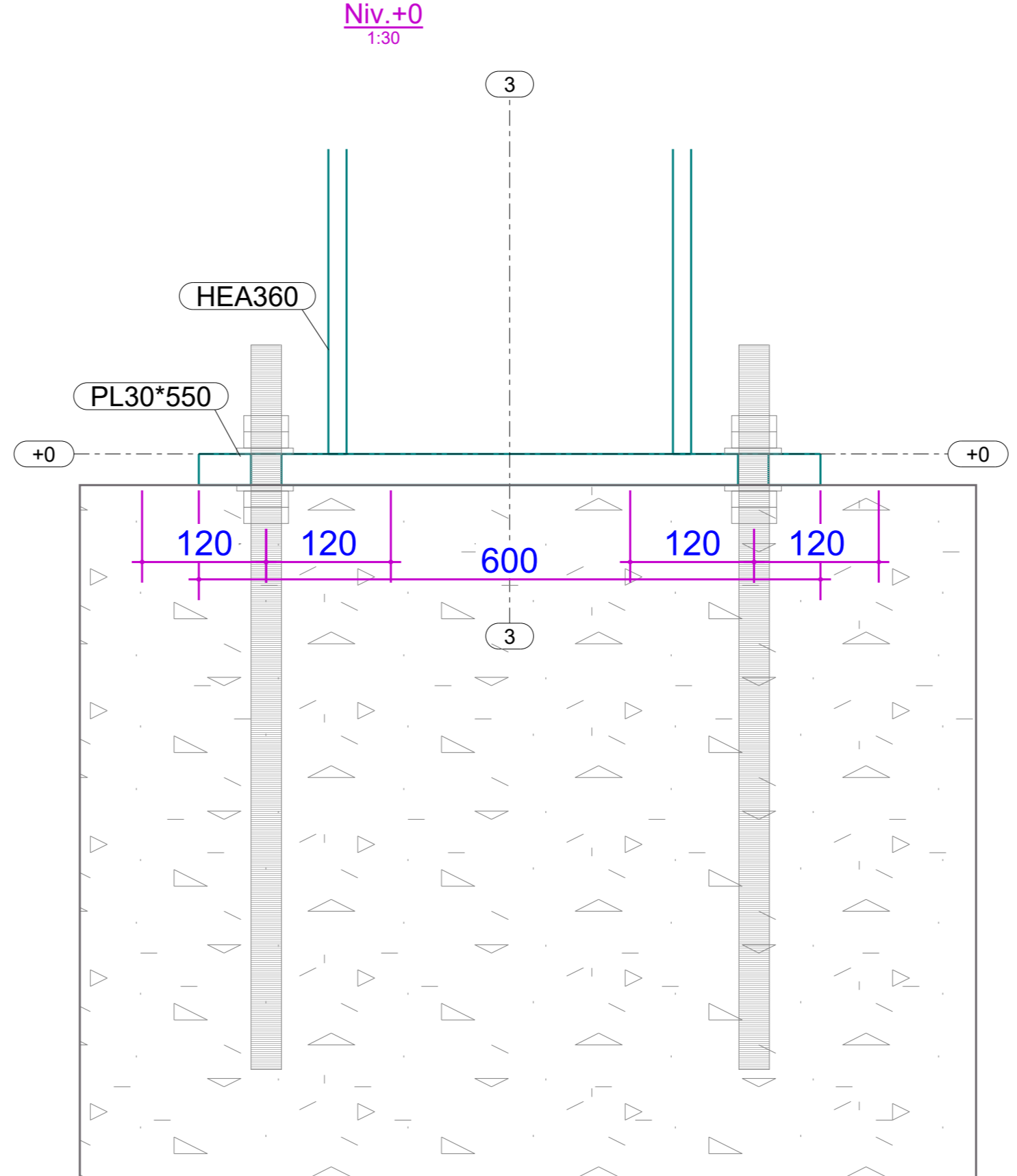
001***							
PROJET	EMETTEUR	PHASE	LOT	TYPE DOC	NIVEAU	NUMERO	INDICE



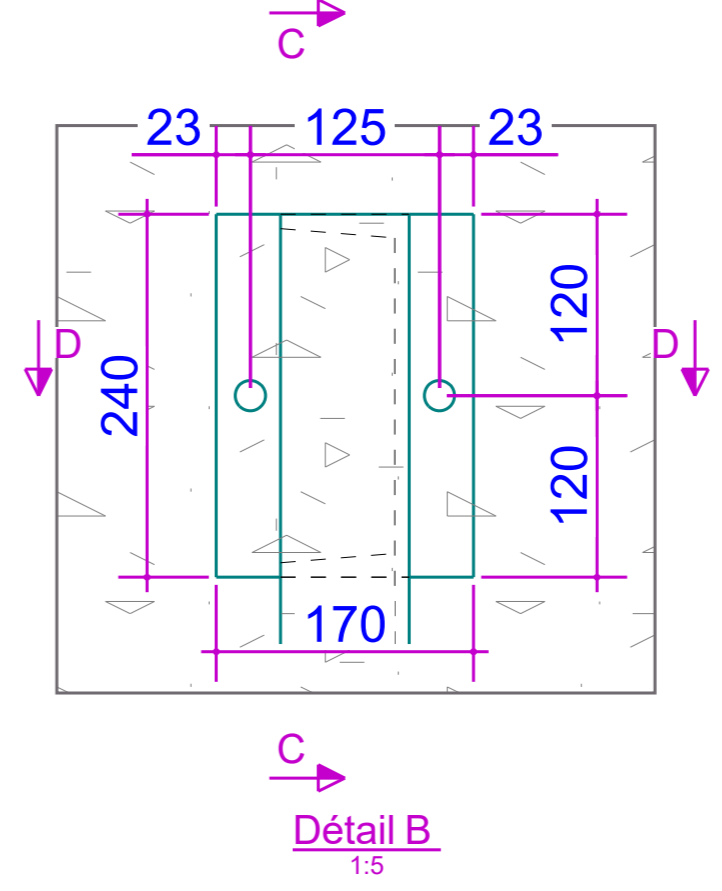
Détail A
1/5



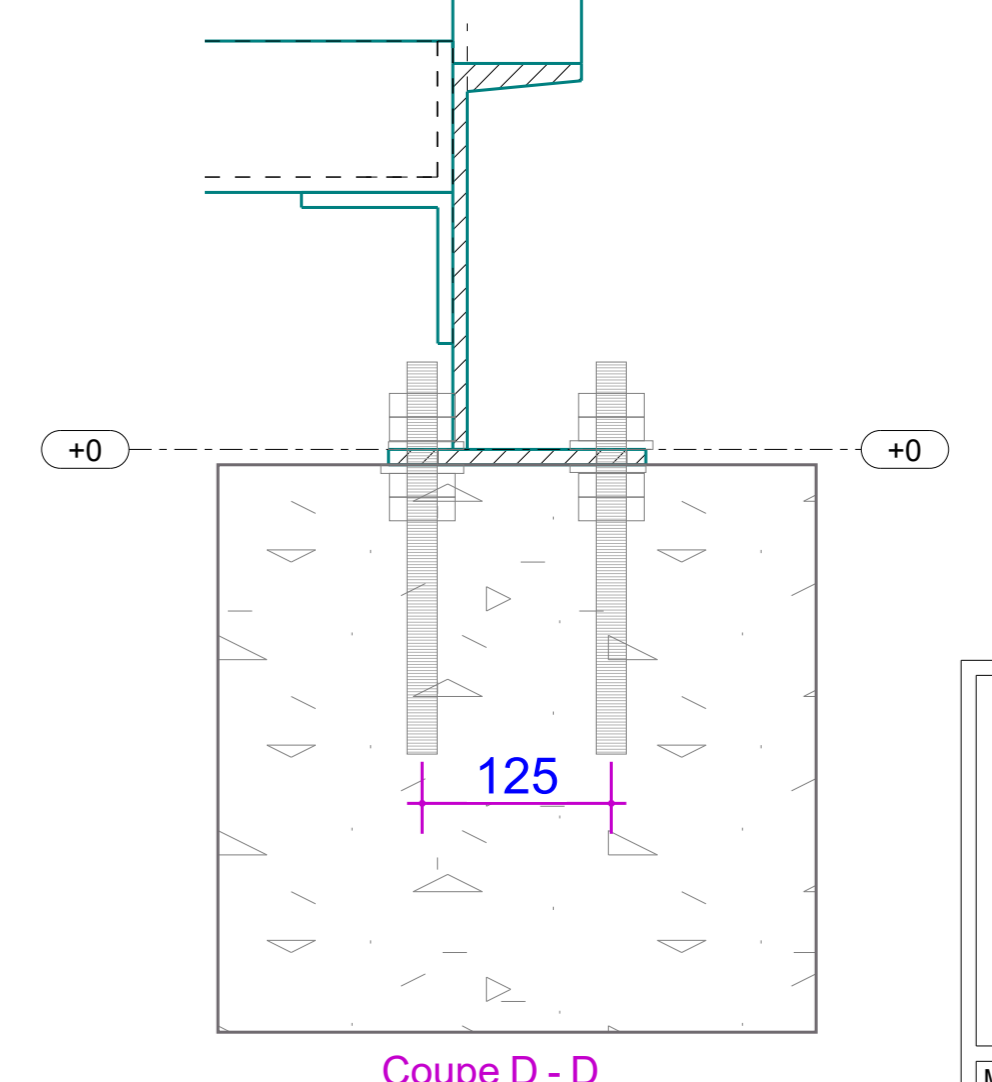
Coupe A - A
1/5



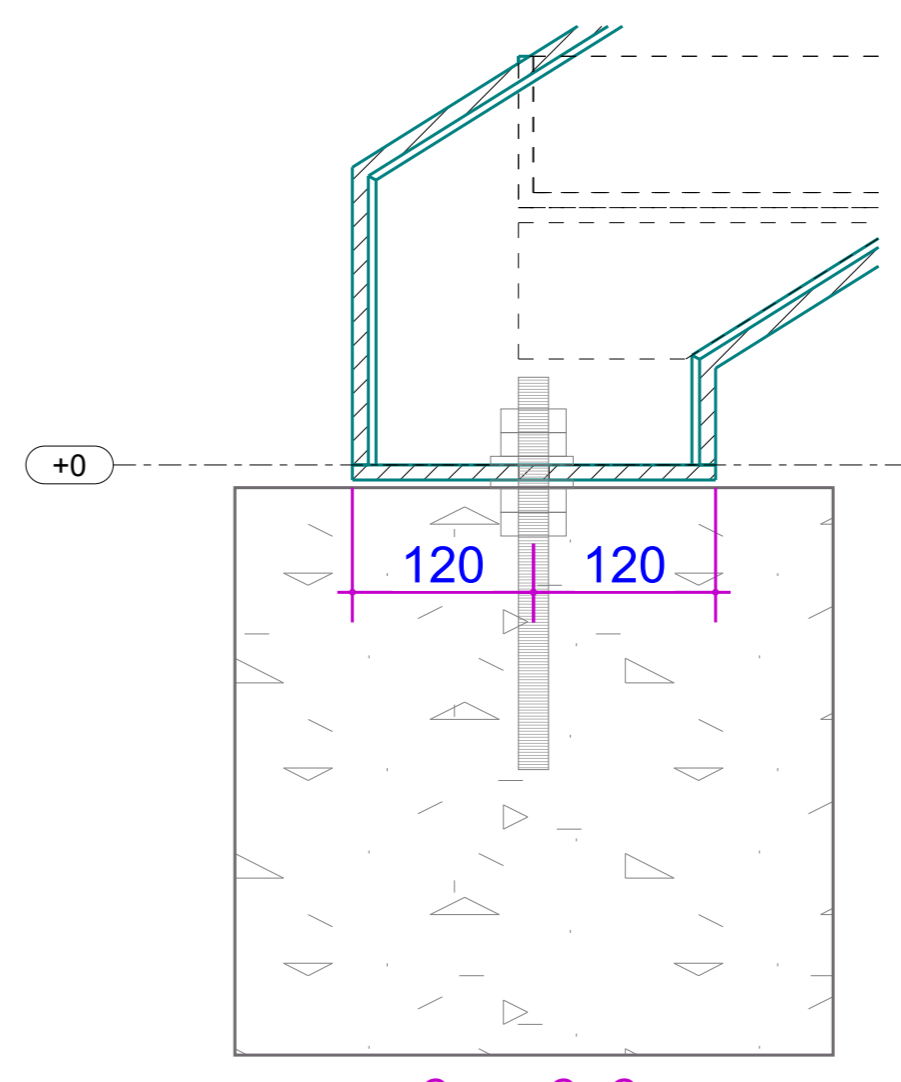
Coupe B - B
1/5



Détail B
1/5



Coupe D - D
1/5



Coupe C - C
1/5

Mémoire Fin d'études Ossature

Adresse du chantier

Maitre d'Ouvrage	Maitre d'Oeuvre	Architecte	Miniature du projet Fichier thumbnail.png
Bureau de contrôle	Bureau Ingénierie	Entreprise	

Indice	Date	Modifications	Créé par	Contrôlé par

Emetteur

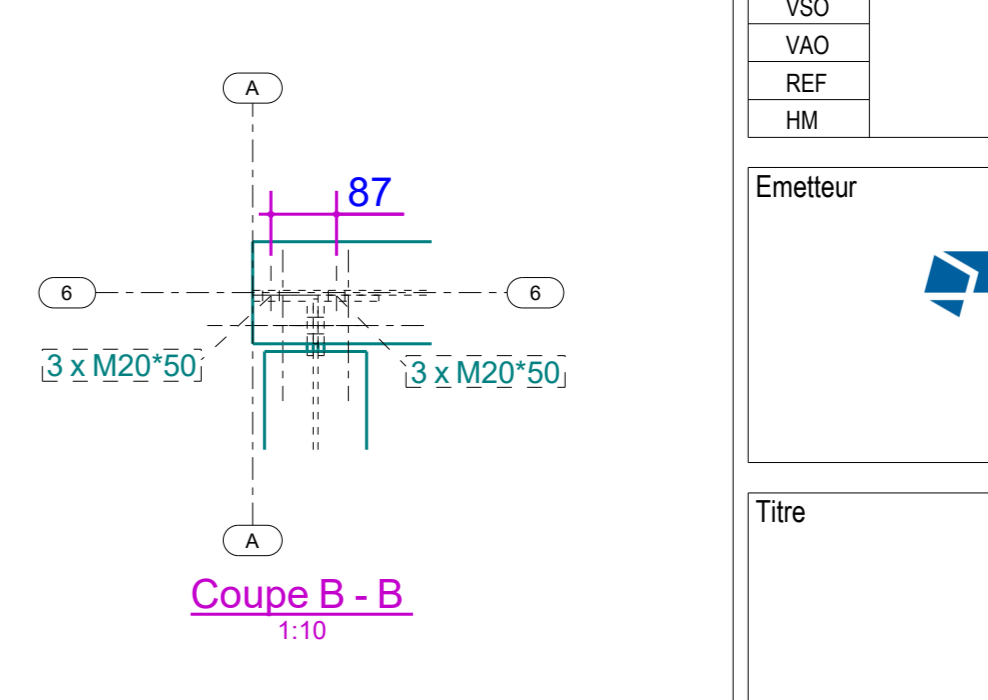
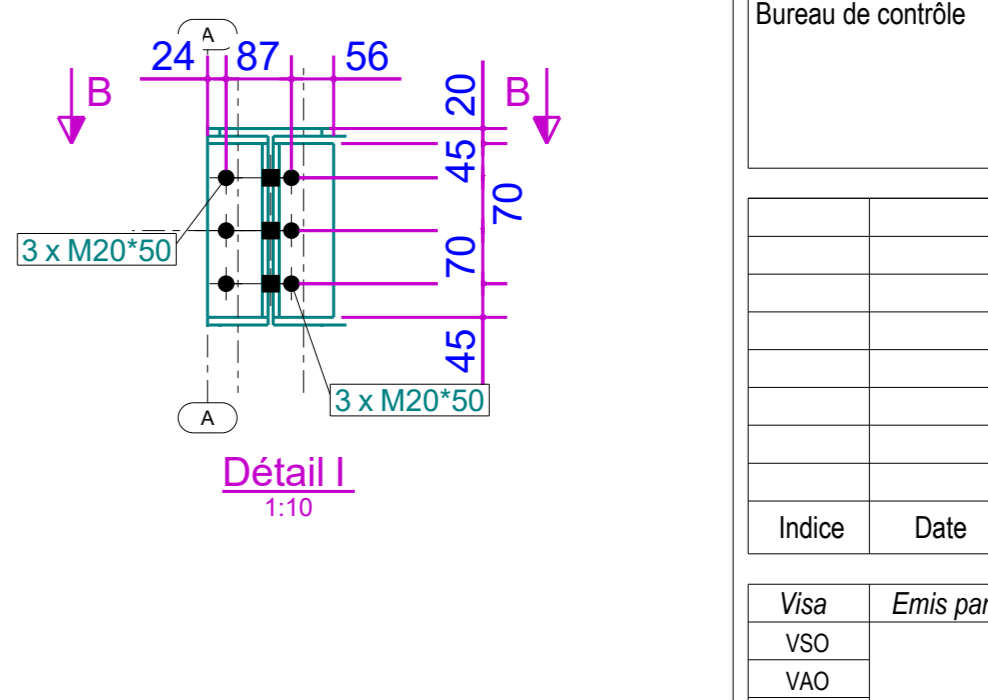
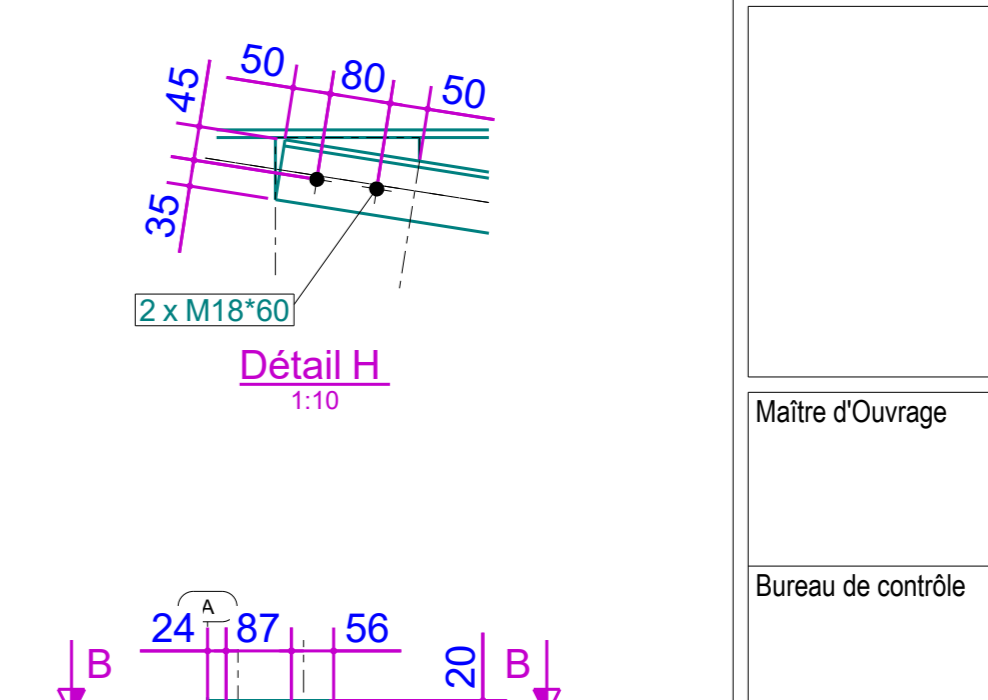
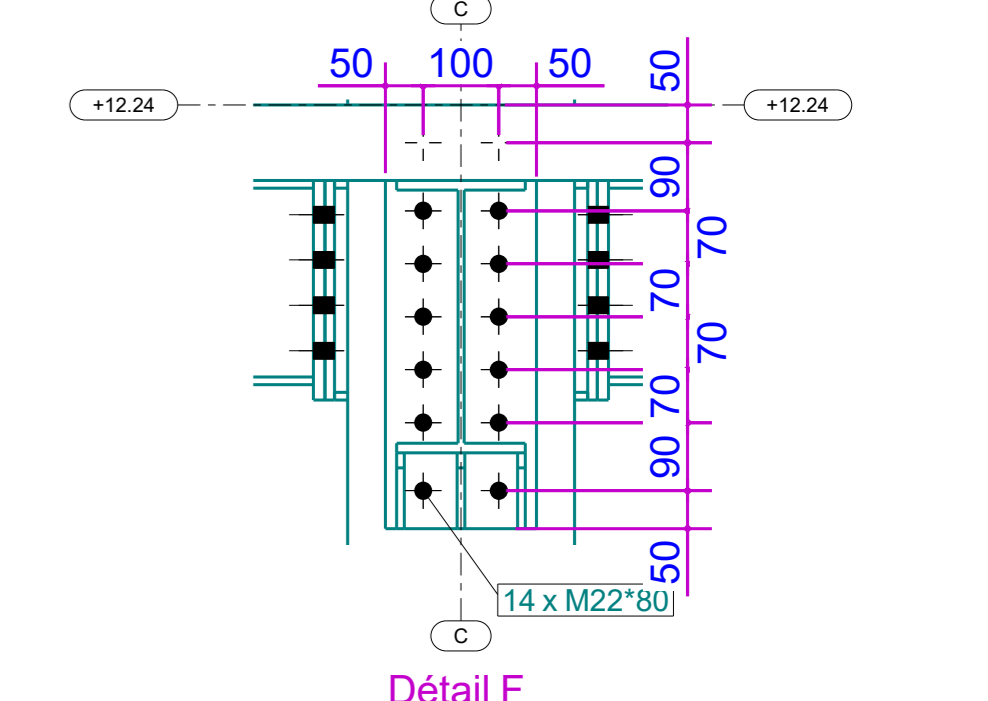
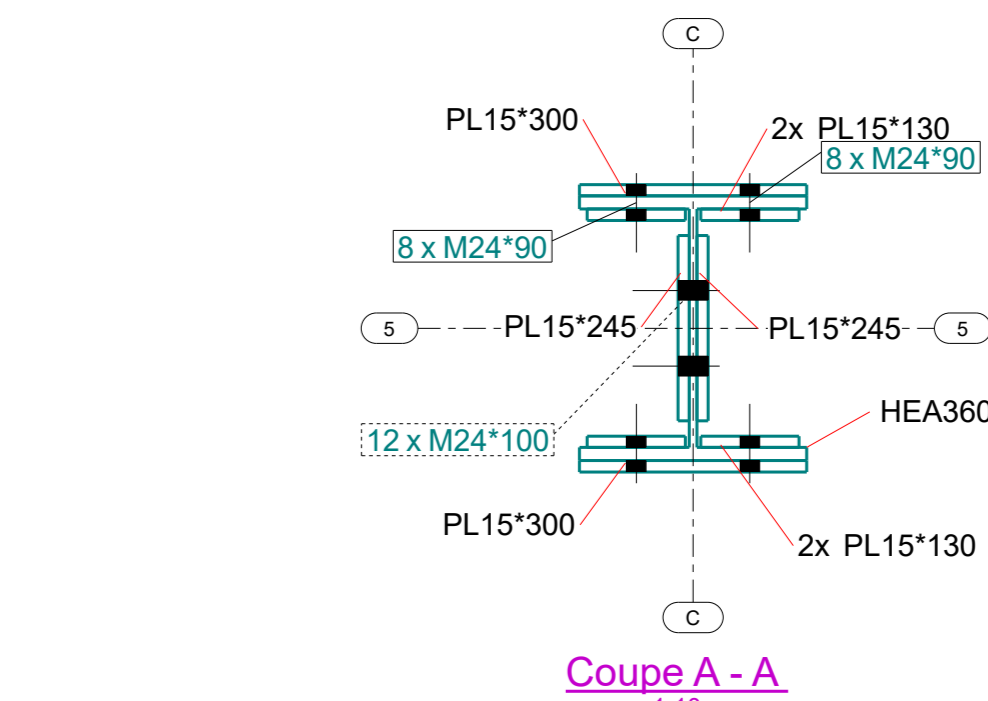
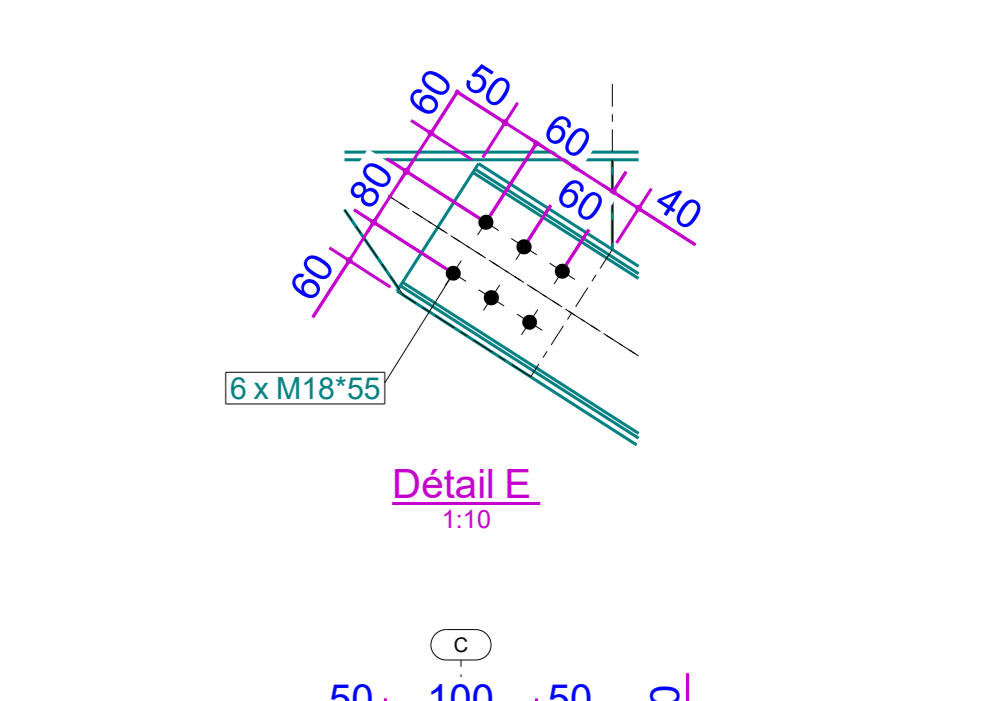
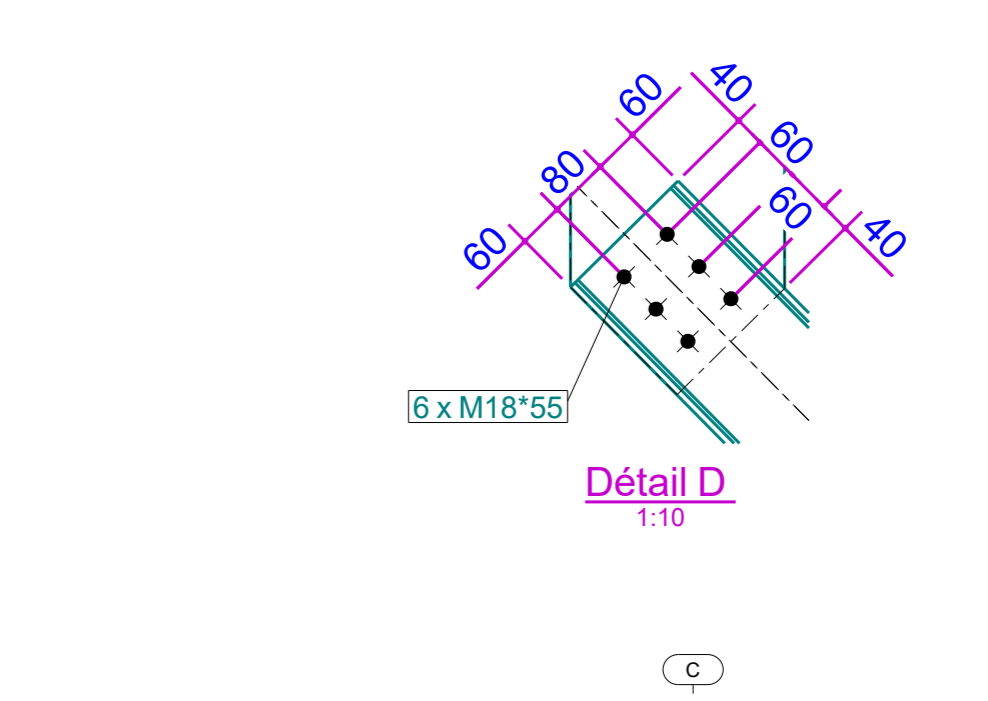
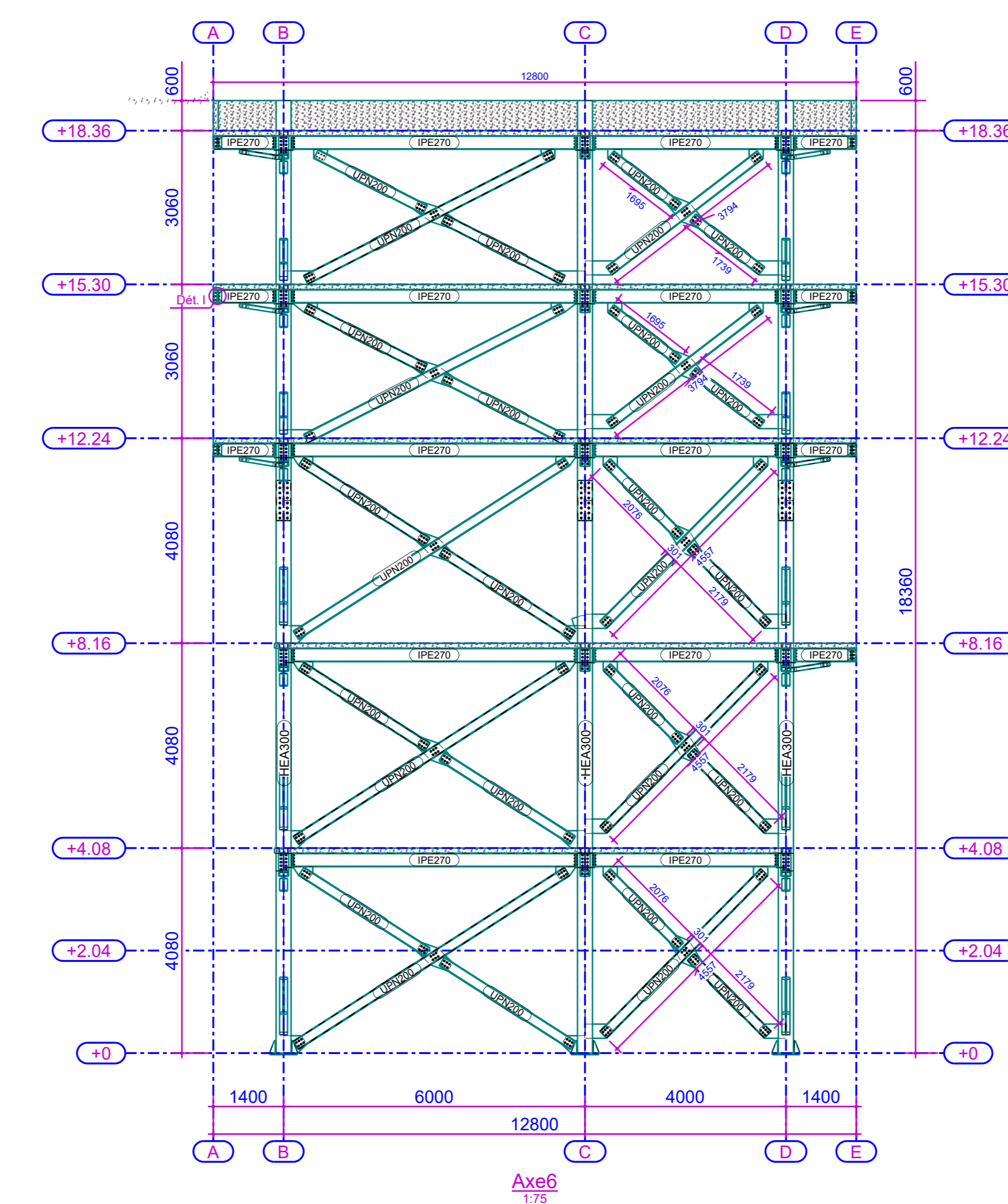
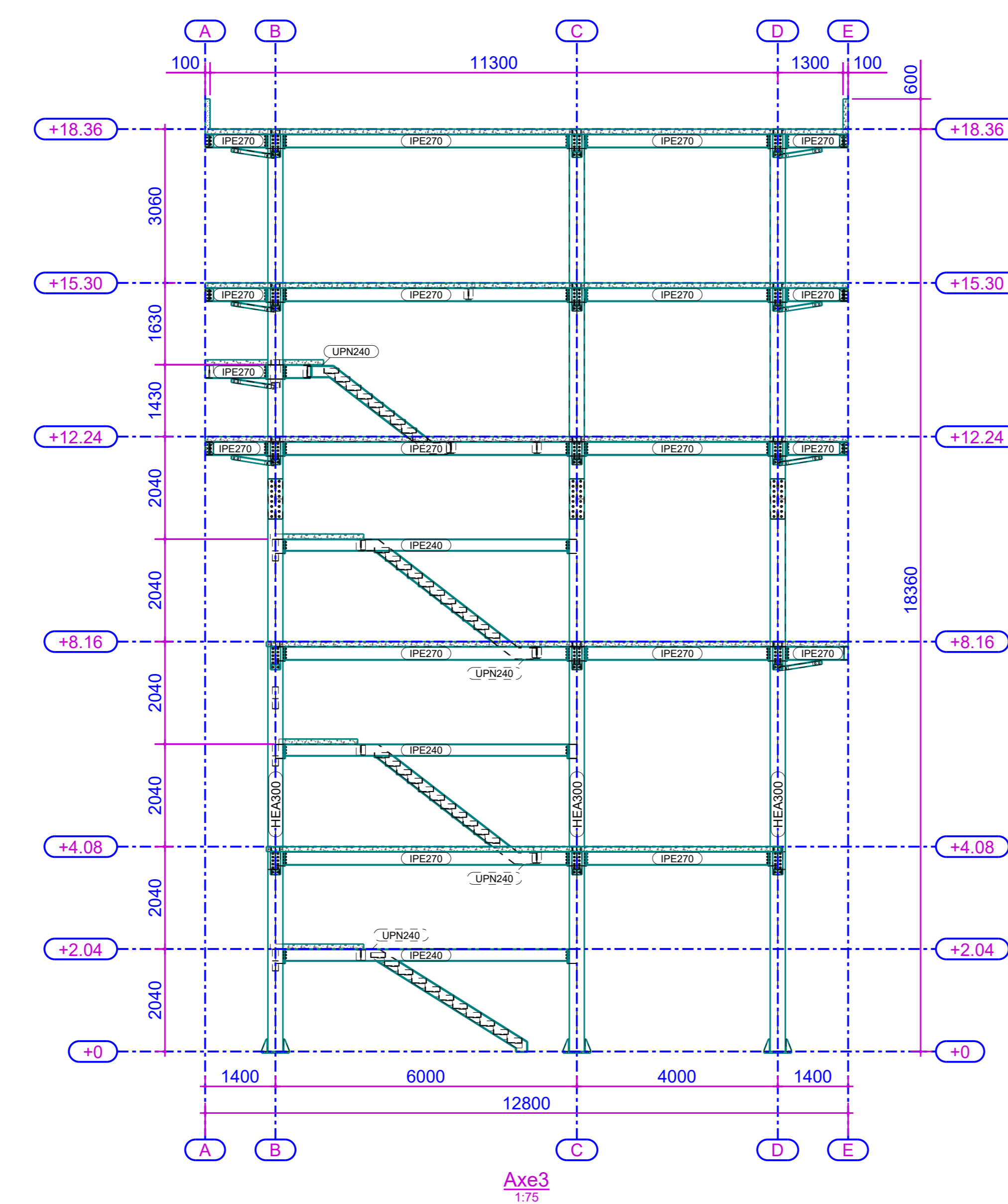
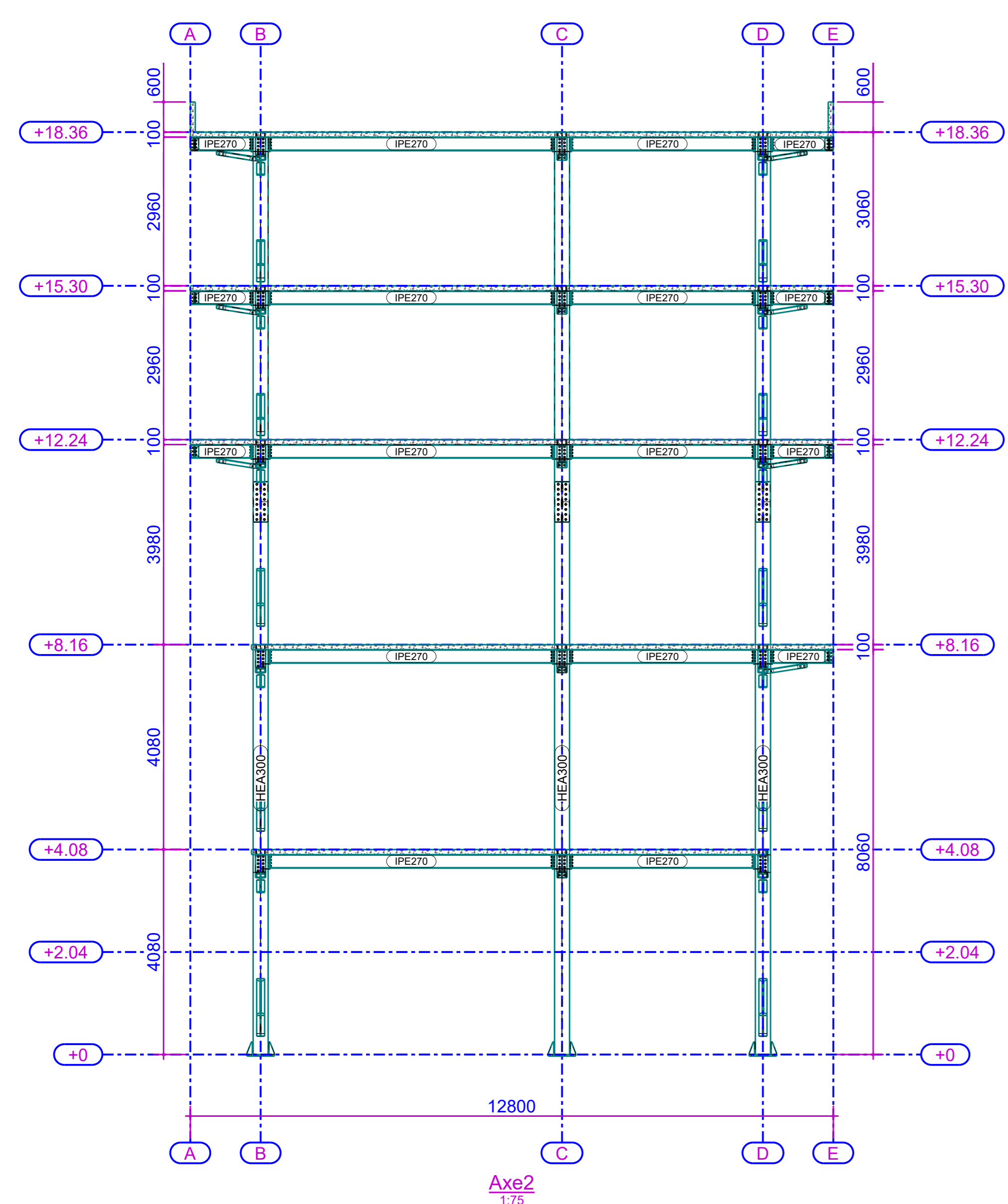
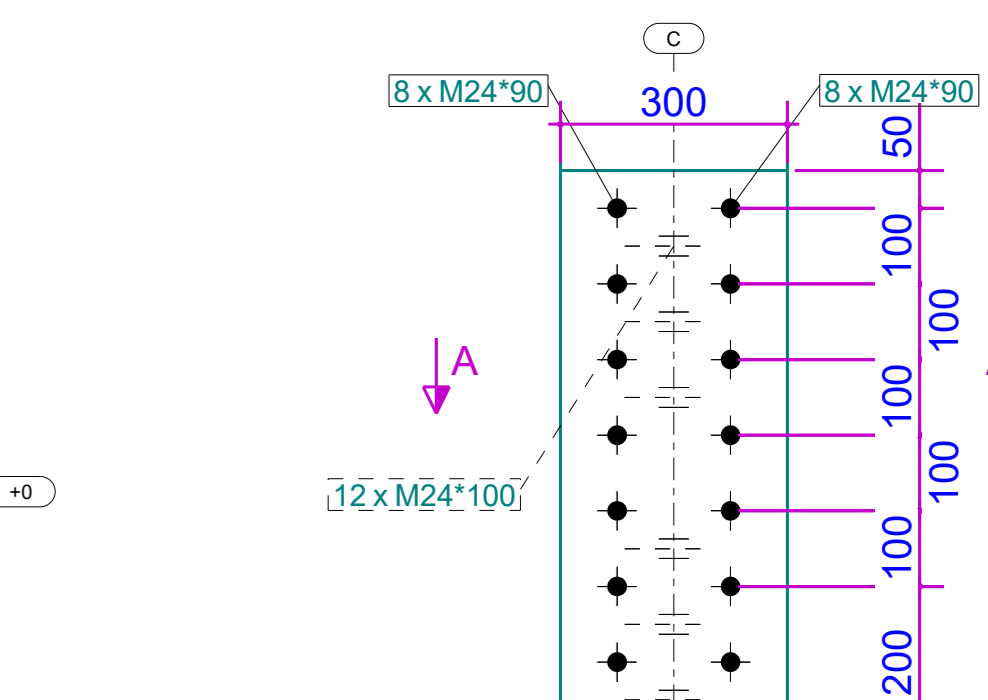
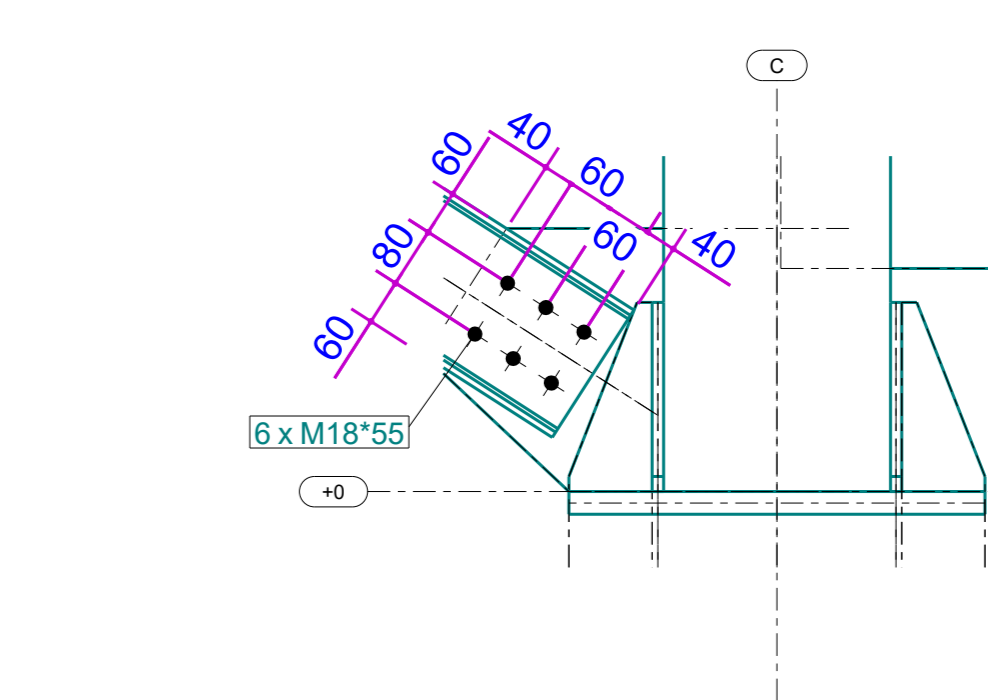
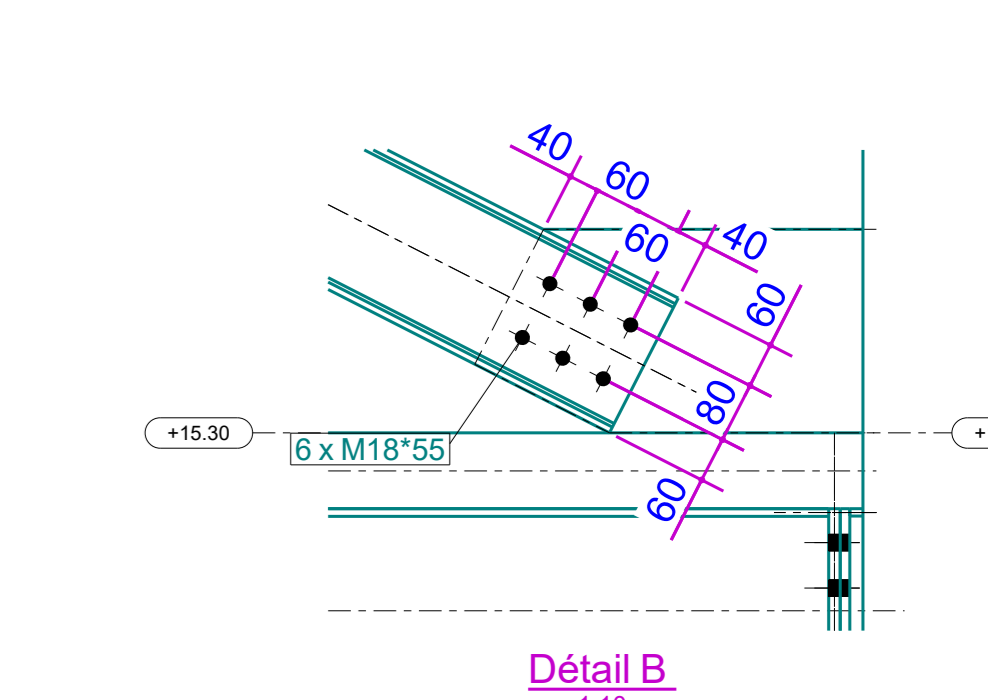
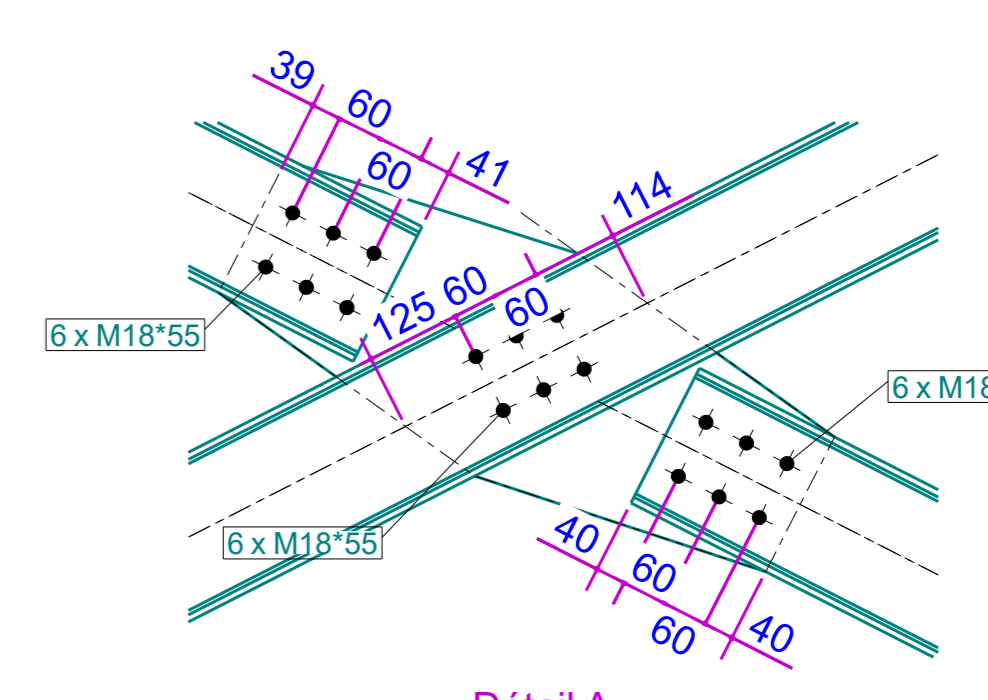
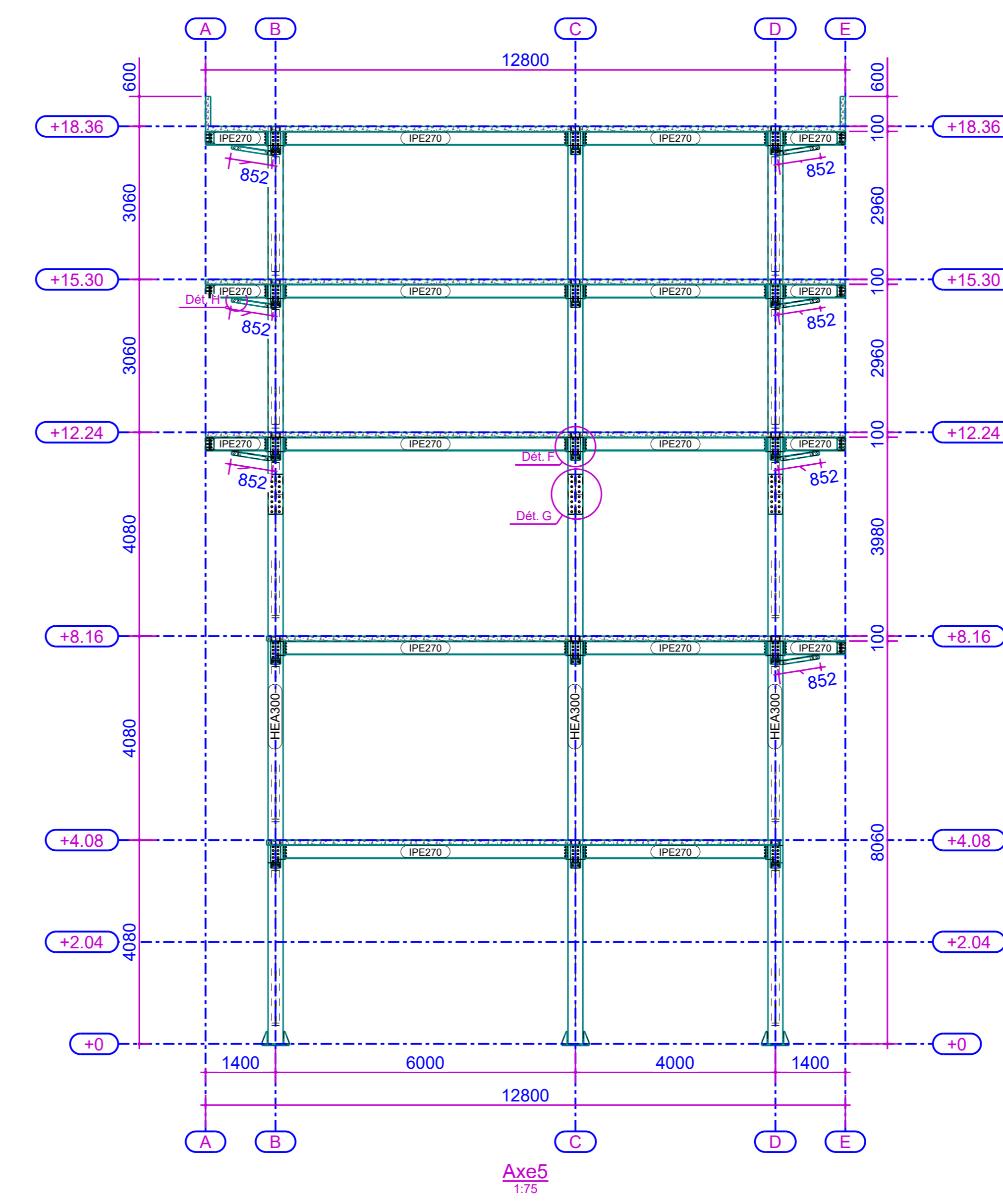
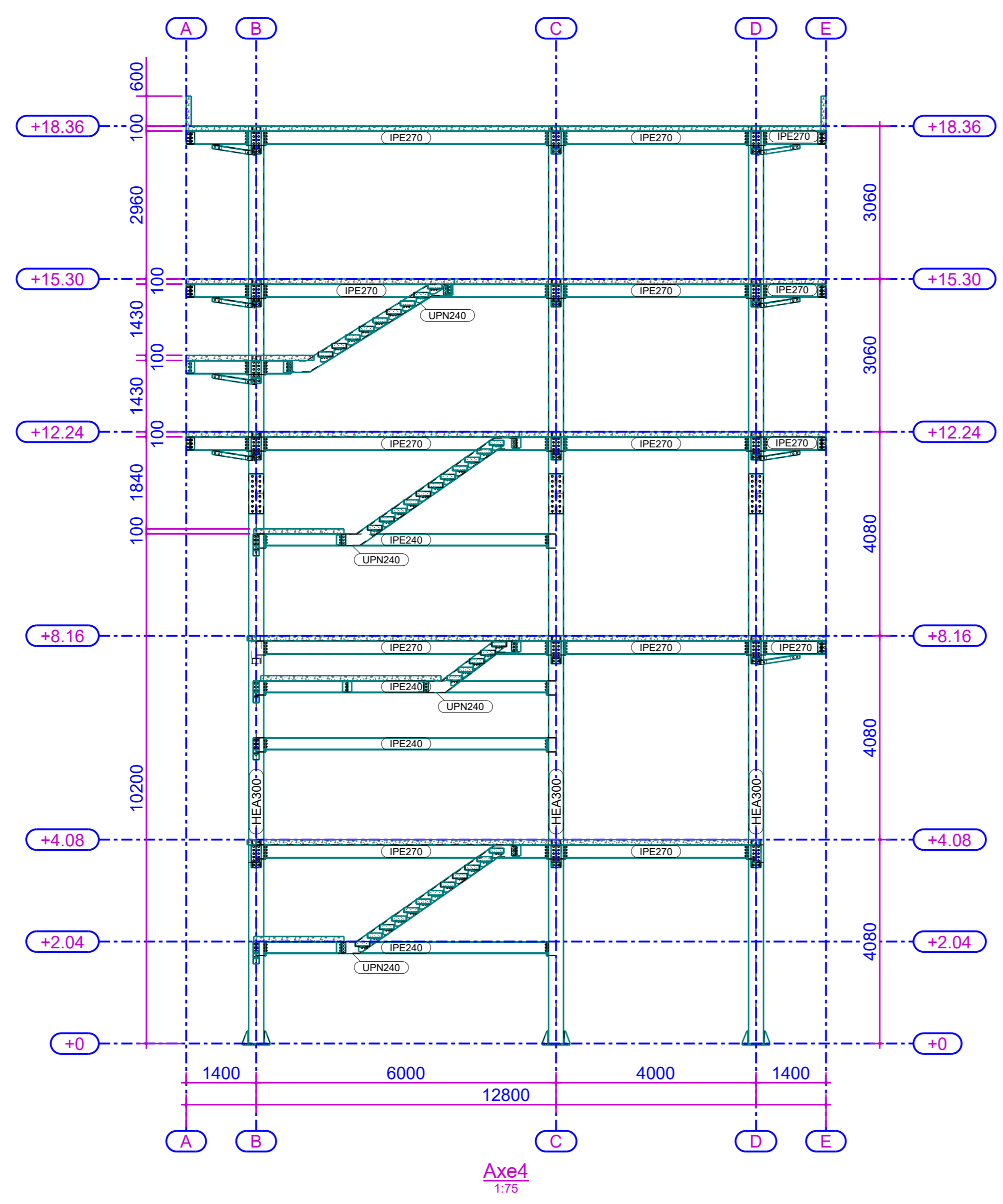
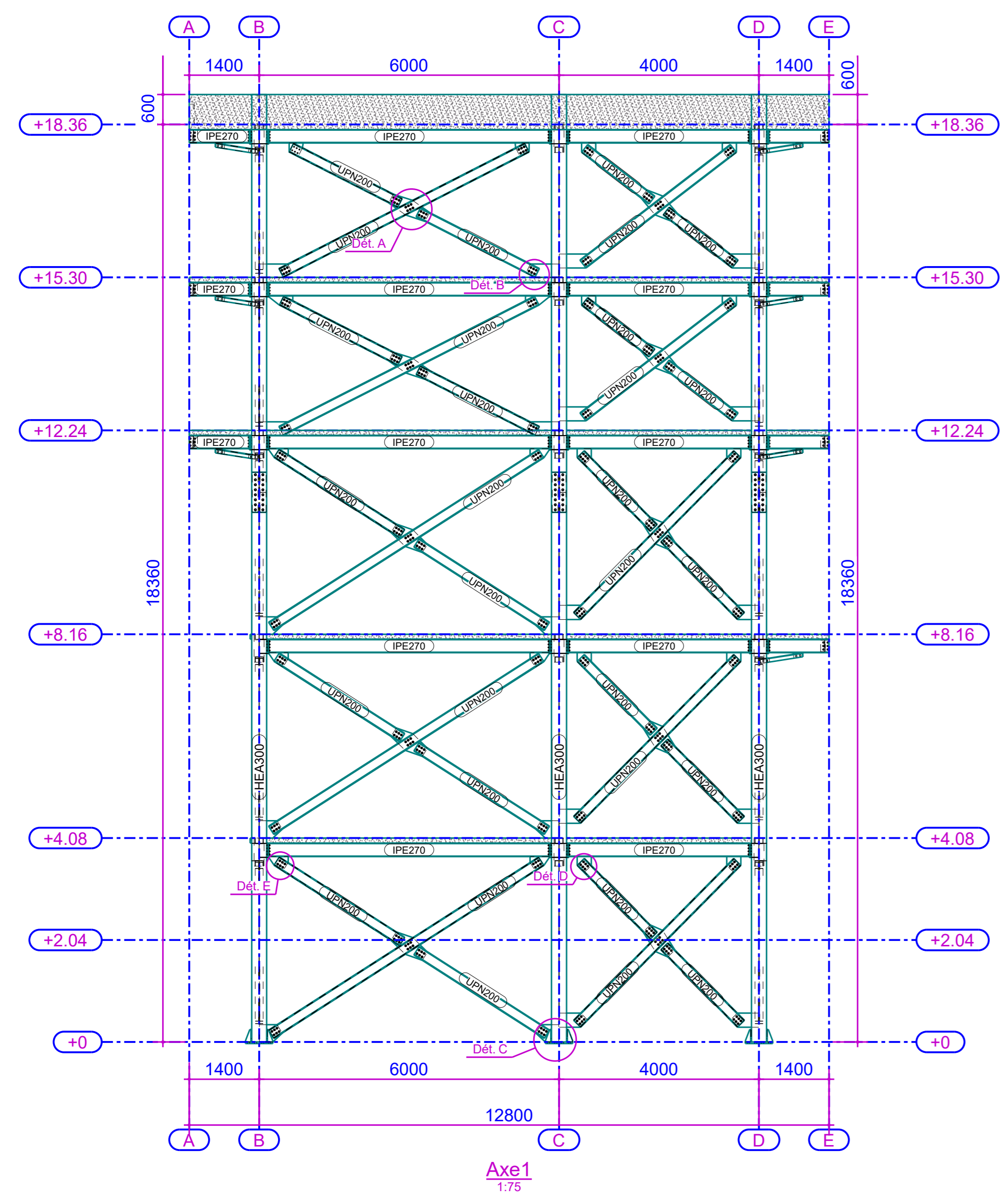
Tekla Structures

Trimble Solutions France
 ZA Altipolis
 8 Avenue Altipolis
 11101 TRIMBLES (FRANCE)
 Tel: 05 83 48 11 65
 www.tekla.com

21 rue du Jura
 Immeuble Orléans
 94150 RUNGIS (FRANCE)
 tekla.support@trimble.com

Titre		---IMPLANTATION---		Phase	
Ech.		1:5		1:30	
Format		A0			
Date		08.12.2021			

001***	PROJET	EMETTEUR	PHASE	LOT	TYPE DOC	NIVEAU	NUMERO	INDICE
--------	--------	----------	-------	-----	----------	--------	--------	--------



Mémoire Fin d'études Ossature

Adresse du chantier

Maître d'Ouvrage	Maître d'Oeuvre	Architecte	Miniature du projet Fichier thumbnail.png
Bureau de contrôle	Bureau Ingénierie	Entreprise	

Indice	Date	Modifications	Créé par	Contrôlé par

Visa

VSO

VAD

REF

HM

Date / Observations / Signature

Emetteur

Tekla Structures

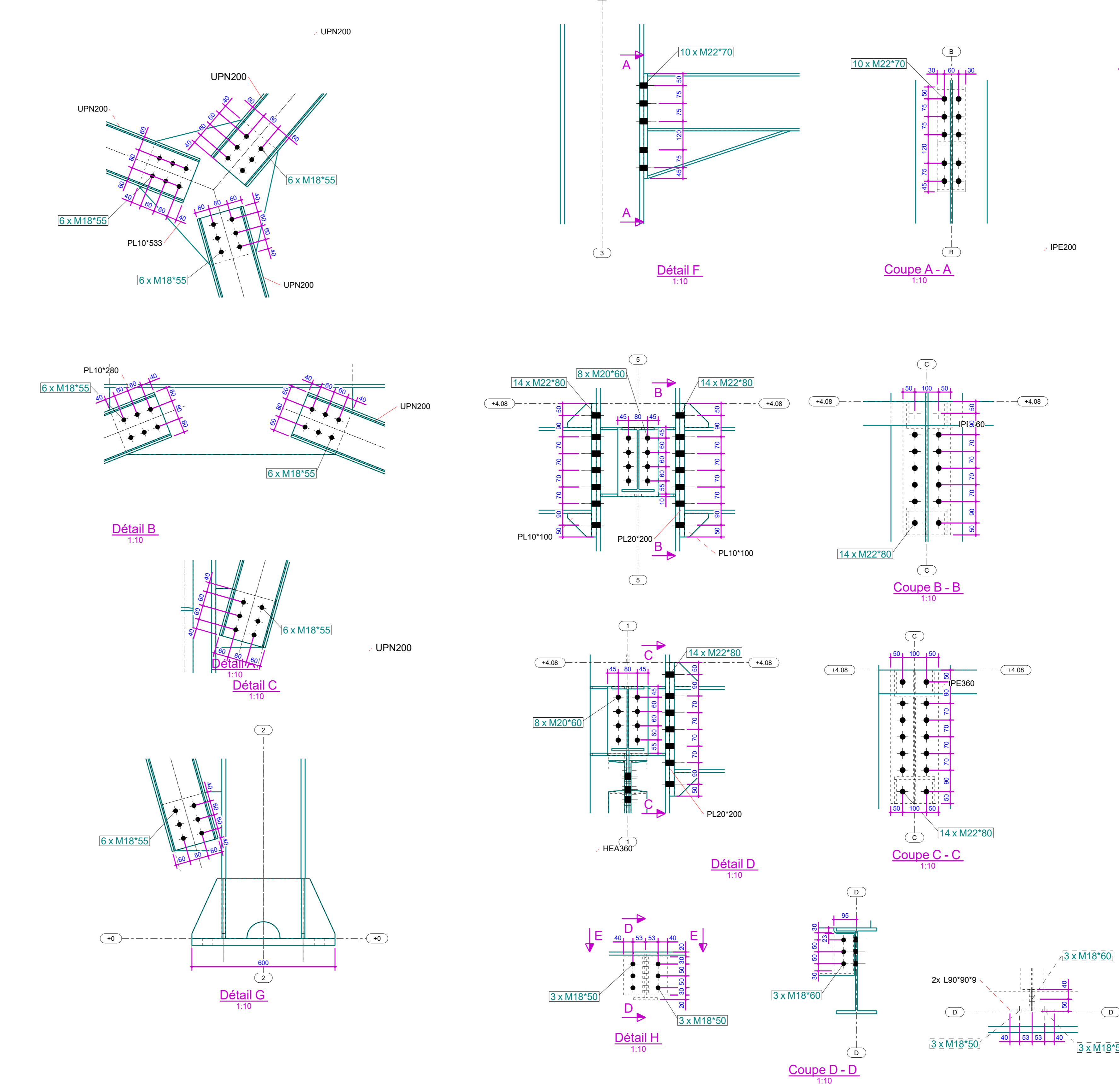
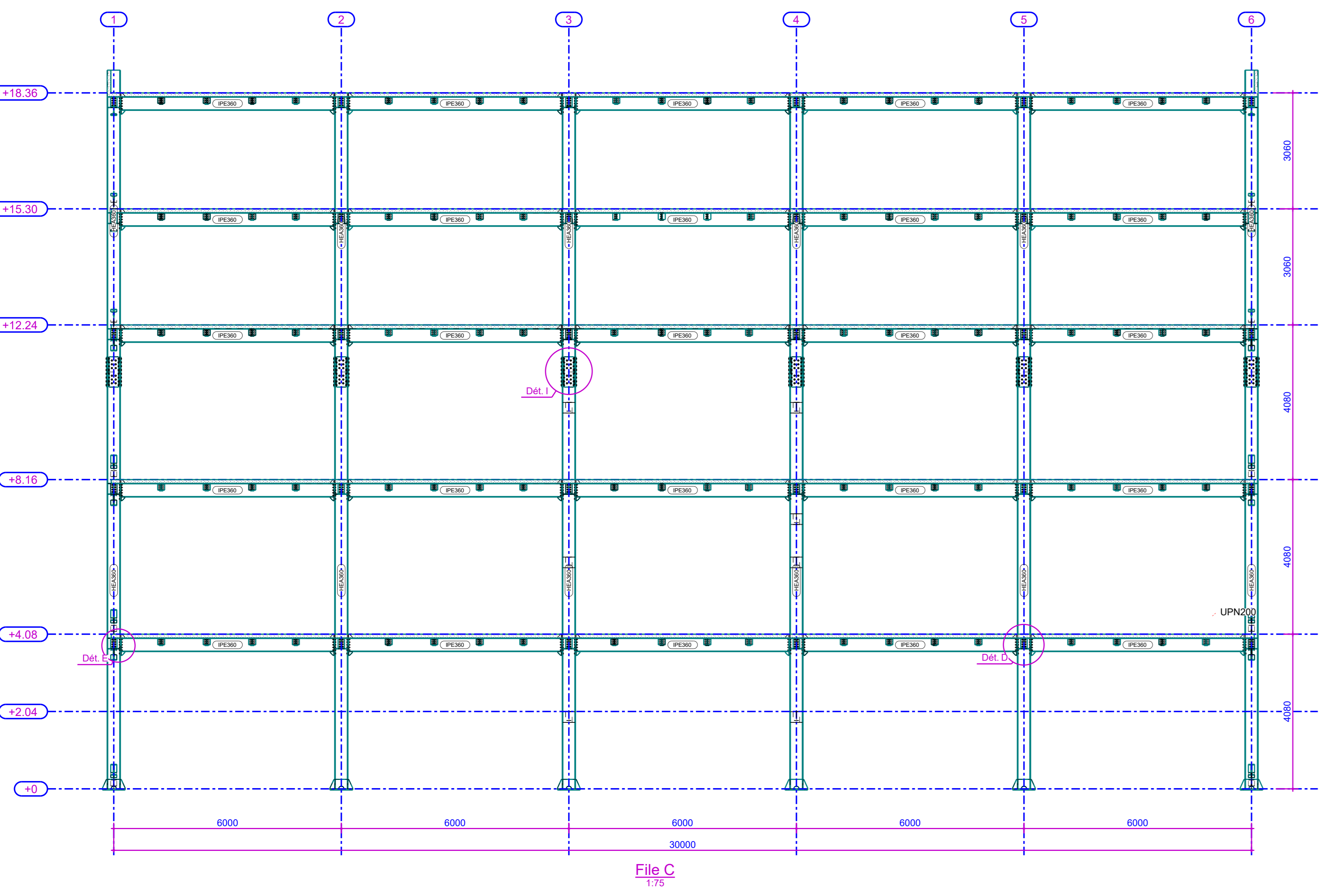
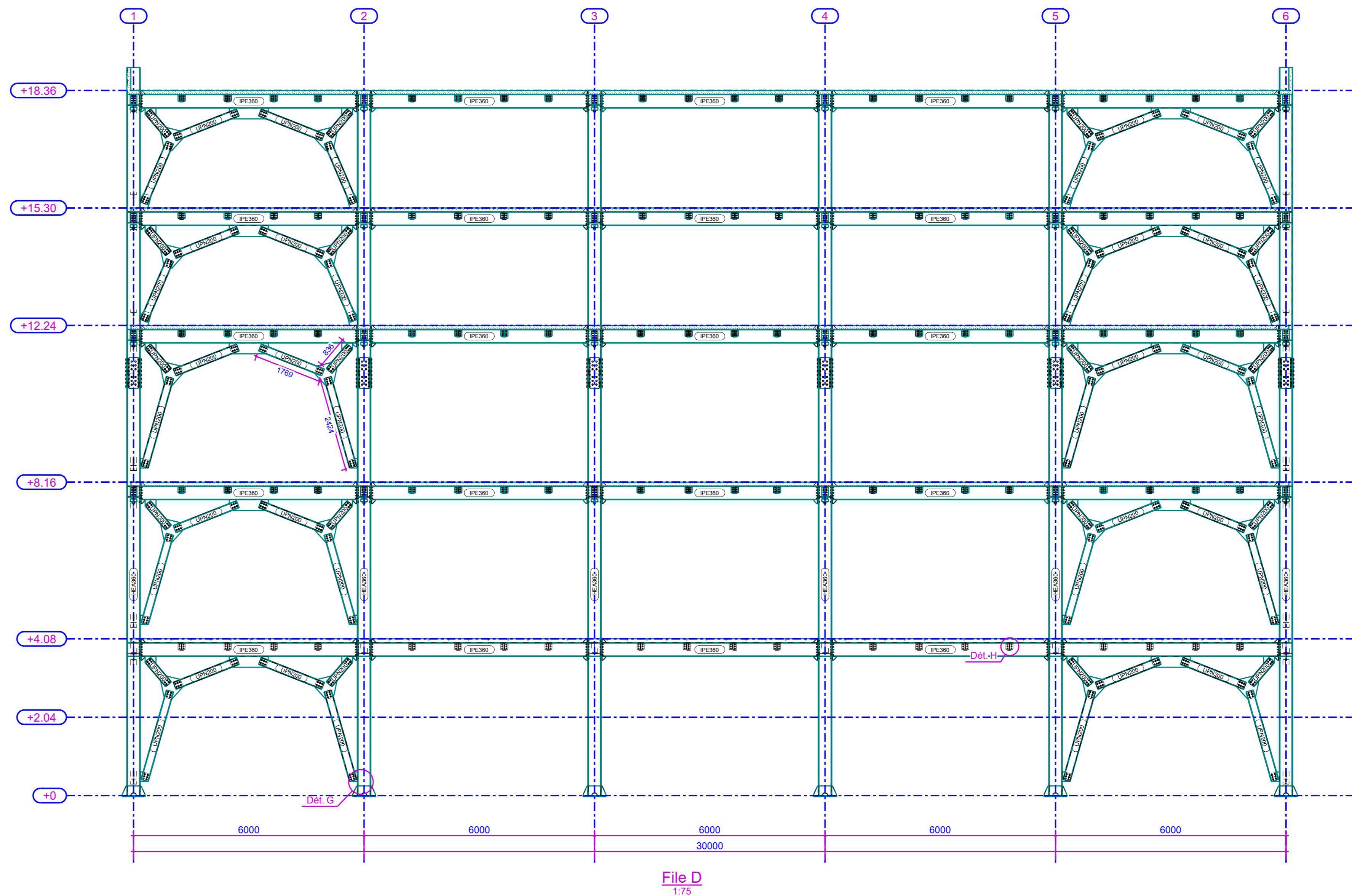
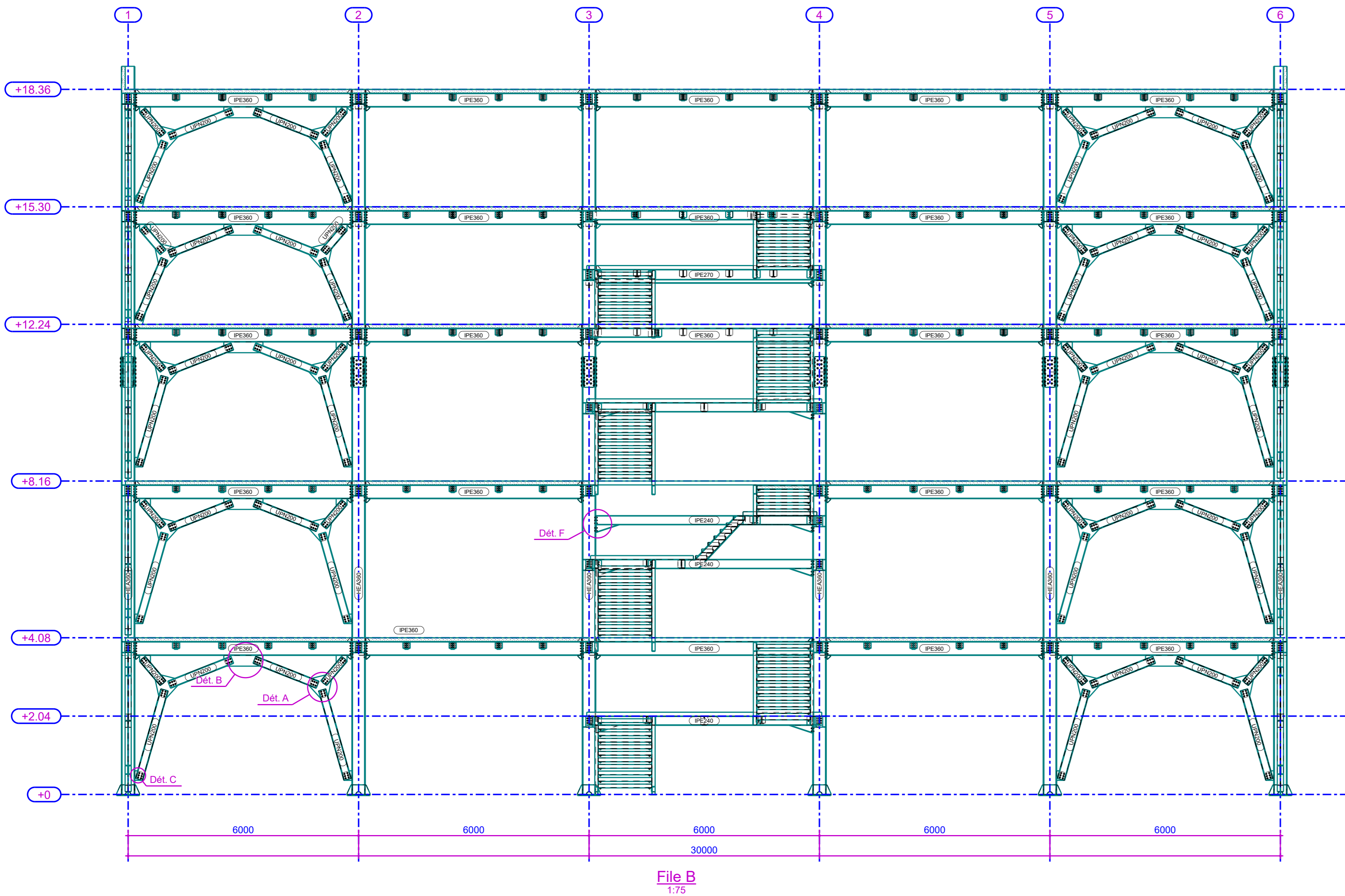
Trimble Solutions France

ZA Altoppe
8 Avenue Altoppe
91150 BRISSEUIL (FRANCE)
Tel: 05 63 48 11 65
www.tekla.com

21 rue du Jura
91150 BRISSEUIL (FRANCE)
Tel: 05 63 48 11 65
tekla.support@trimble.com

---Plan Pignon---

Titre	001***	Phase	1:10	1:75
PROJET	EMETTEUR	PHASE	LOT	TYPE DOC
			NIVEAU	NUMERO
				INDICE



Mémoire Fin d'études Ossature Adresse du chantier

Maître d'Ouvrage	Maître d'Oeuvre	Architecte	Miniature du projet Fichier thumbnail.png
Bureau de contrôle	Bureau Ingénierie	Entreprise	

Indice	Date	Modifications	Créé par	Contrôlé par

Visa	Émis par	Date / Observations / Signature
VSO		
VAD		
RES		
HM		

Emetteur

Tekla Structures

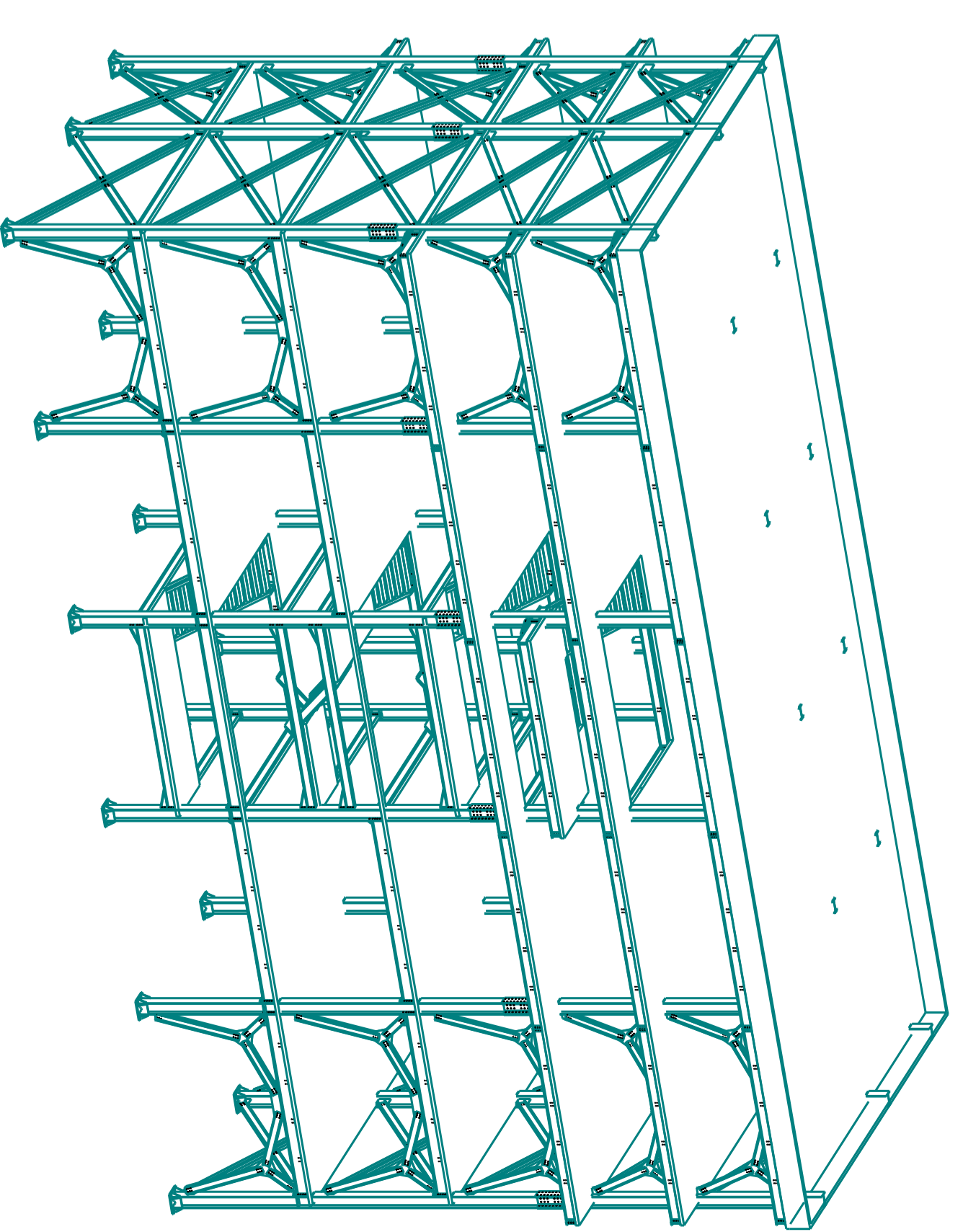
Trimble Solutions France

ZA Altoppe
8 Avenue Altoppe
91150 THISSY-LE-CHÂTEAU (FRANCE)
Tel: 05 63 48 11 65
www.tekla.com

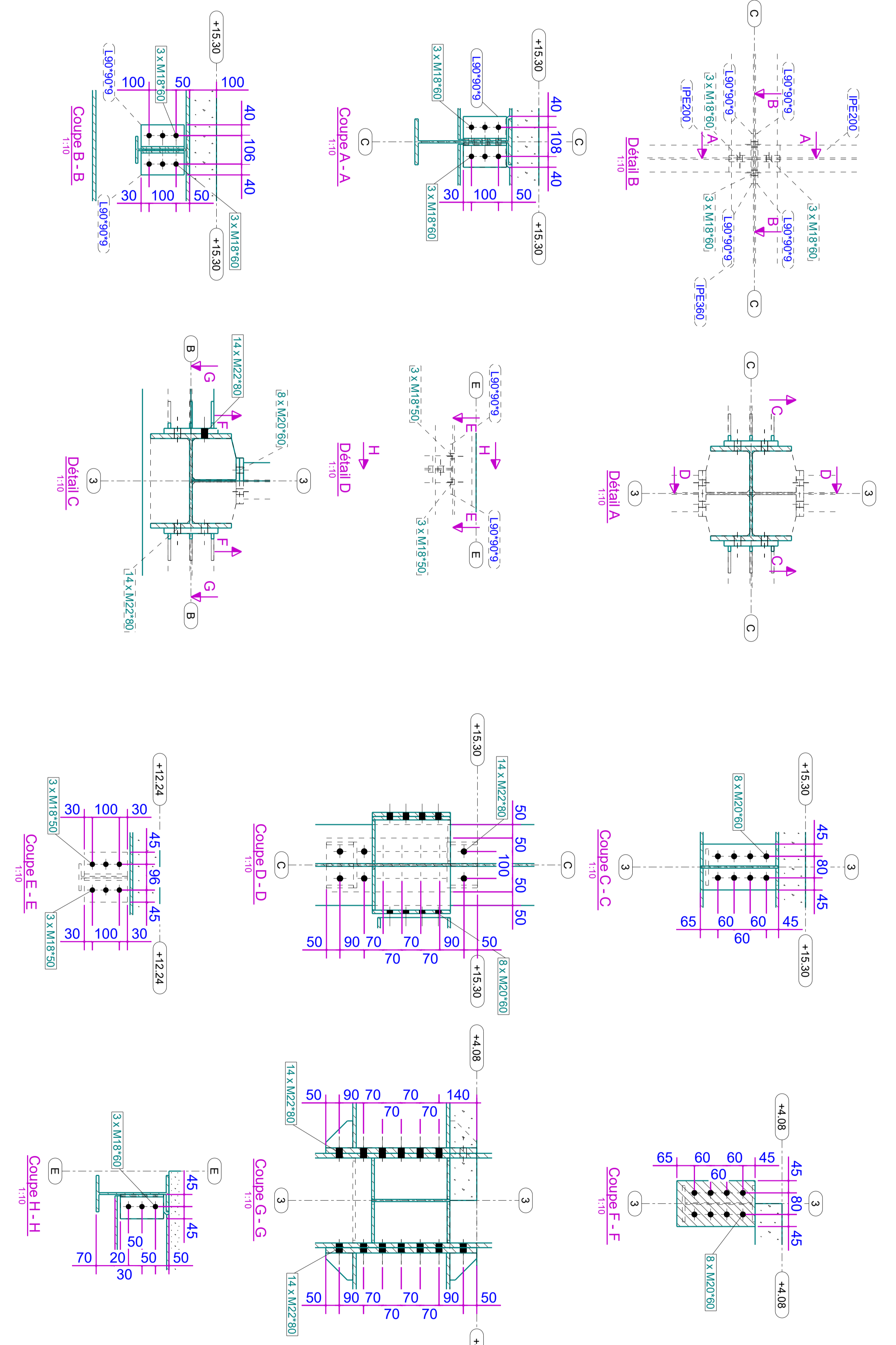
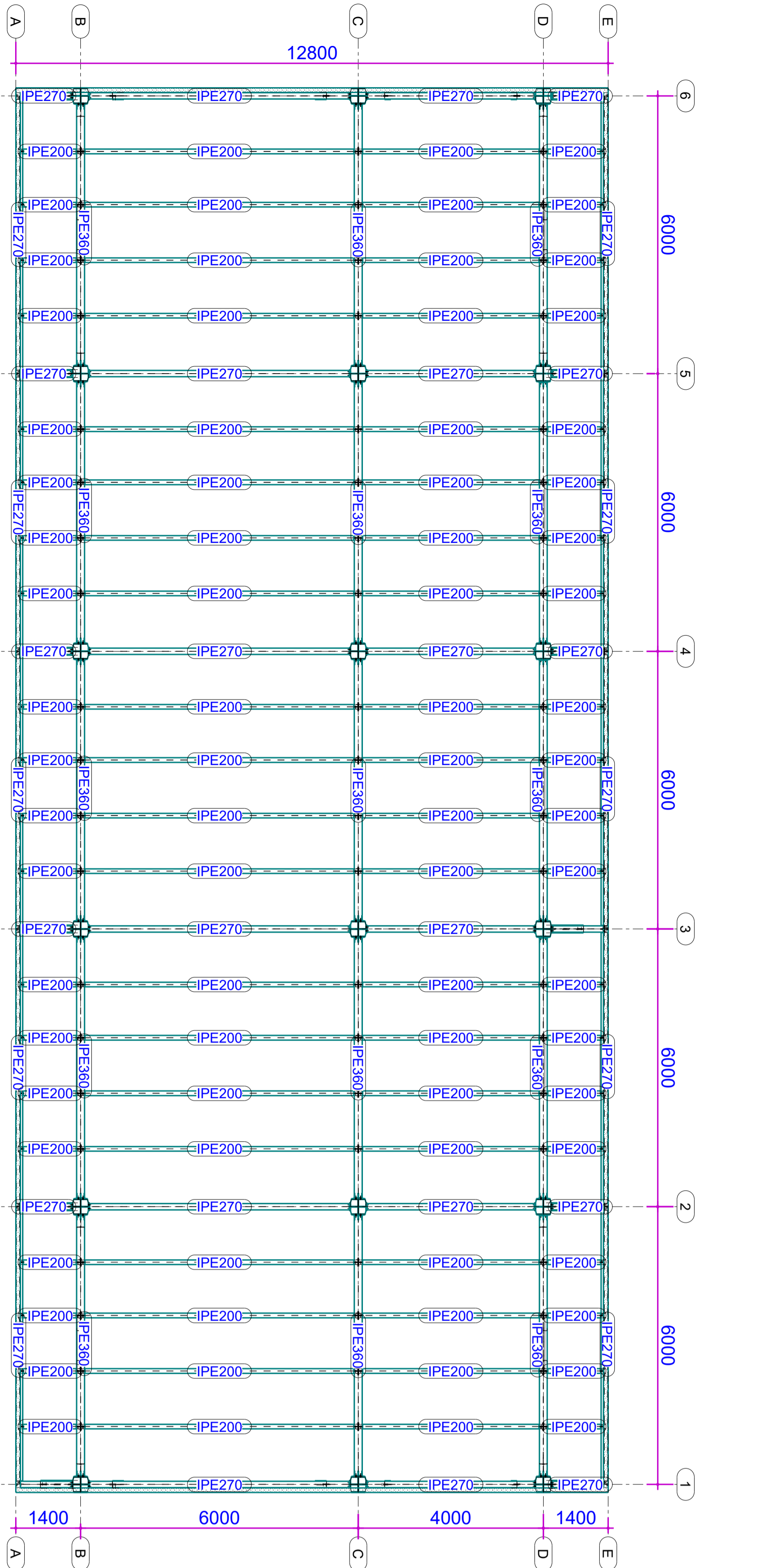
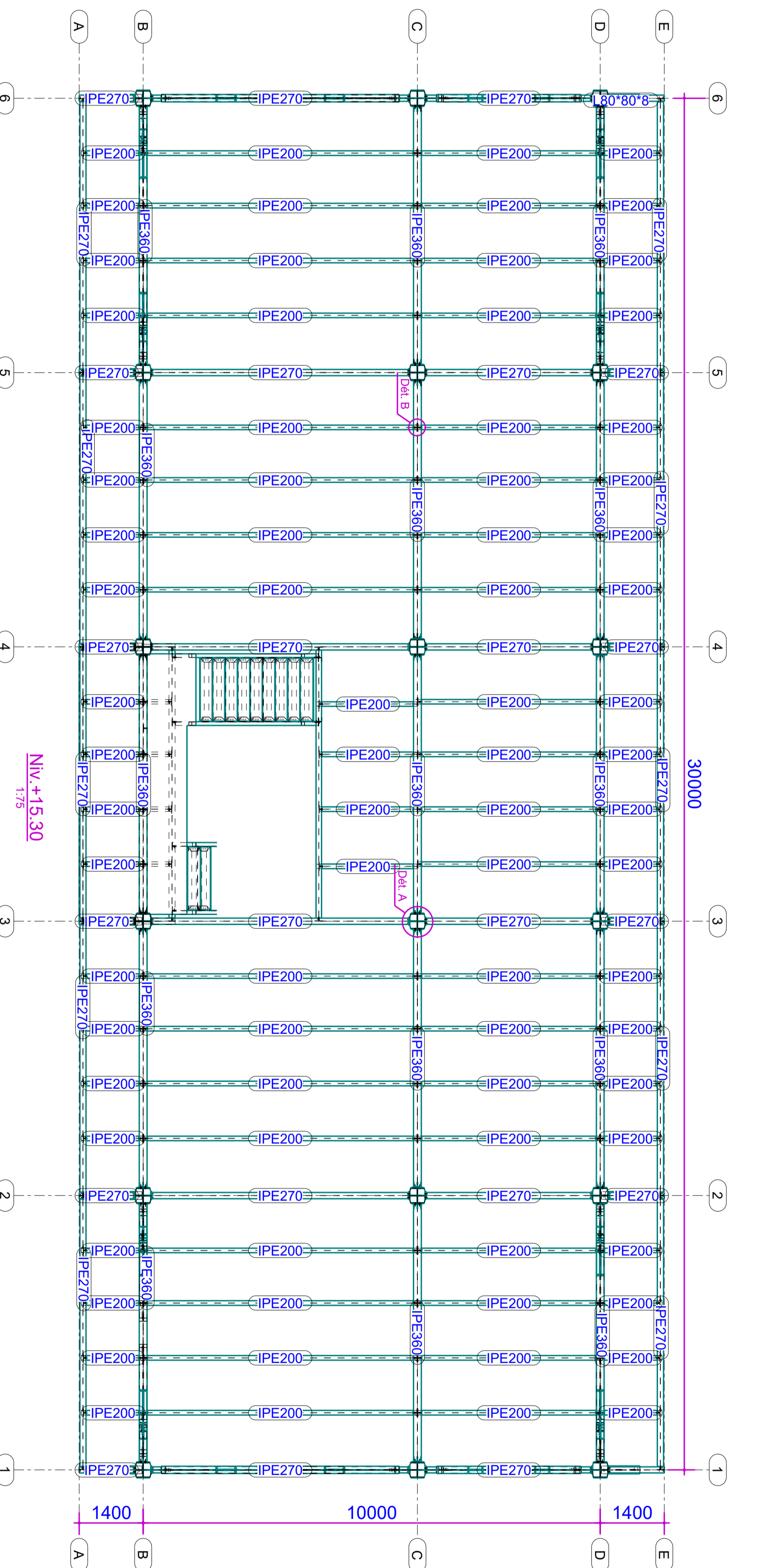
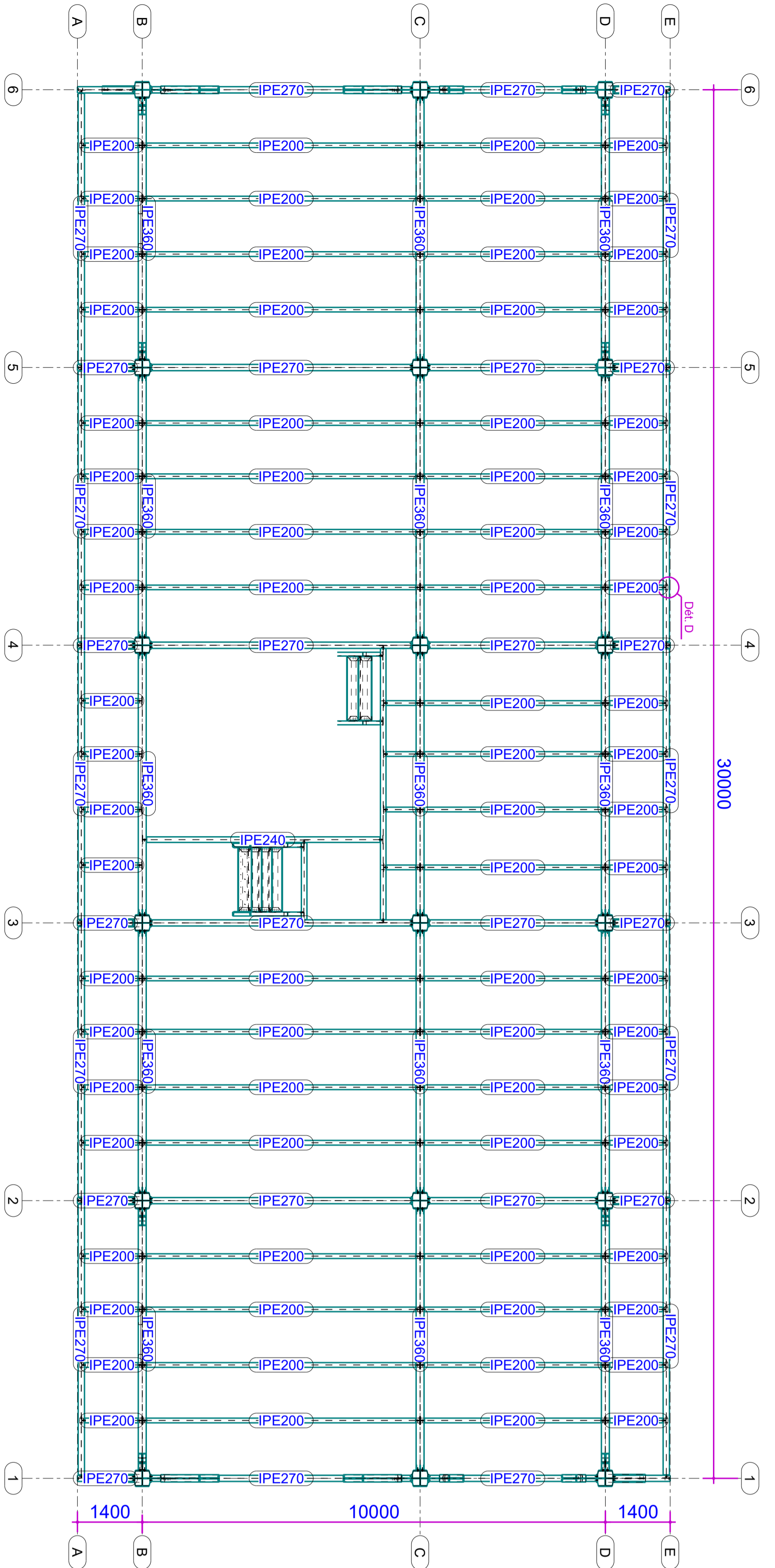
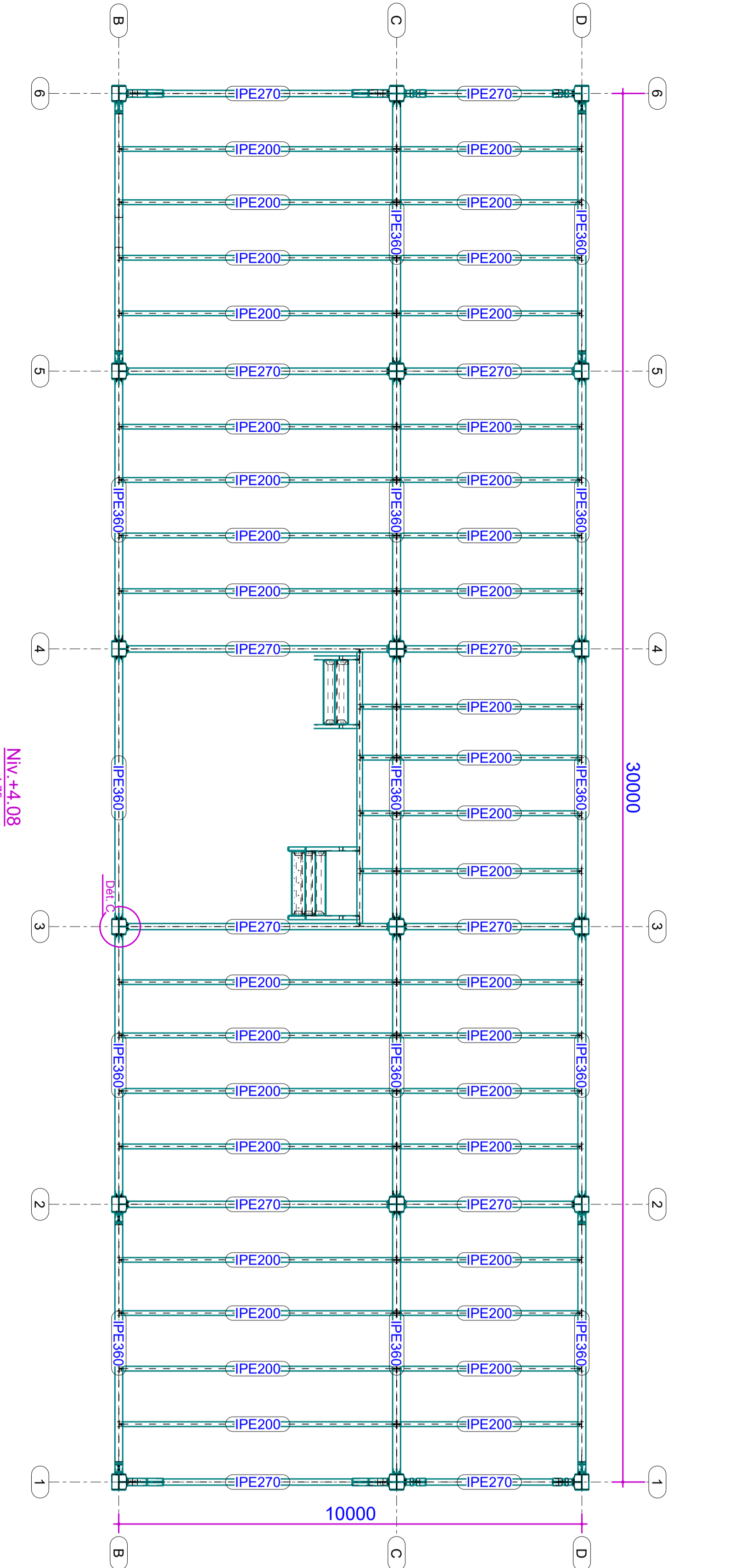
21 rue du Jura
Interville Orléans
94150 RUNGIS (FRANCE)
Tel: 05 63 48 11 65
tekla.support@trimble.com

Titre		Phase	
---Plan Long-Pan--- ---Détail des Assemblages		Ech. 1:10 1:75	
		Format A0	
		Date 08.12.2021	

PROJET	EMETTEUR	PHASE	LOT	TYPE DOC	NIVEAU	NUMERO	INDICE
001***							



3D
1/75



Mémoire Fin d'études

Ossature

Adresse du chantier

Maitre d'Ouvrage

Maitre d'œuvre

Bureau de contrôle

Bureau Ingénierie

Entreprise

Ministère du projet

Fichier

thunhall.png

Architecte

Ingénieur

Signature

Date

Chargé par

Contrôle par

Entreprise: **Tekla Structures**

Trimbale Solutions France

21 rue de la République
92000 Nanterre
Tél: 01 83 83 11 60
www.tekla.com

21 rue de la République
92000 Nanterre
Tél: 01 83 83 11 60
www.tekla.com

Index	Date	Modifications	Chargé par	Contrôle par
V01	08/12/2021	Final	AO	
V02				
V03				
V04				
V05				

Titre: **Plan des Planchers**

Détails des Assemblages

Phase: 1:10 1/75

Format: A0

Date: 08.12.2021

PROJET	EMETTEUR	PHASE	LOT	TYPE DOC	NEAU	NUMERO	INDICE
001							