

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Saad Dahlab-Blida 01

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Construction Métallique et mixte

Sous le Thème

***Etude d'un Bâtiment (R+8) en charpentes métallique
à usage bureautique***

Réalisé Par :

**Abbas Abderaouf Bachir
Abbadja Dehbia
Melouani Saber**

Encadré Par :

**Dr. Amar BENYAHIA
Co-Encadreur
Dr. Abdessamed AZZAZ**

Année universitaire 2022/2023

Remerciements

Une thèse n'est pas une fin en soi, mais c'est un moment particulier dans la vie d'un chercheur. Au moment de franchir cette limite, on ne peut qu'à penser à tous ceux qui, de près ou de loin, auront contribué à ce grand effort car, si l'épreuve est individuelle, ses implications sont sociales, académiques, familiales, et humaines tout simplement.

Notre profonde gratitude est envers Dieu, créateur le tout puissant qui nous a toujours guidé dans la vie et qui nous a fait savoir que la science est le flambeau qui mène à la vraie connaissance de sa majesté.

Nos plus sincères remerciements vont à nos parents, tout au long de notre cursus, ils étaient la source d'encouragements et de soutien. Ils ont su donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de nos plus affectueuses gratitude.

Nous tenons à remercier notre promoteur Dr. AMAR BEN YAHIA ainsi que notre co-promoteur Dr. Abdessamad AZZAZ, enseignants à l'université de Blida d'avoir acceptés de diriger nos travaux, de nous avoir laissé une large part d'autonomie dans ce travail, tout en nous aiguillant sur des pistes de réflexions riches et porteuses ; qui ont permis d'améliorer la qualité de ce mémoire.

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury qui nous ont honorés par leur présence en évaluant ce travail.

A Tous les enseignants du Département de Génie Civil pour le dévouement avec lequel ils ont mené notre formation et qui par leurs compétences nous ont soutenus dans la poursuite de nos études.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur

tendresse, leursoutien et leurs prières tout au long de mes

études

A mes très chers frères et ma sœur.

A celle qui a su me soutenir.

Mon binôme et toute sa famille.

A tous mes amis sans exception.

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de
ce travail.*

Résumés

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique et mixte d'usage bureautique (R+8), située à BLIDA plus une partie d'atelier de recherche.

Ce projet est réalisé en plusieurs étapes. On a commencé par effectuer les descentes des charges selon la norme RNV-2013, le pré-dimensionnement des éléments porteurs, l'étude sismique selon le règlement RPA99 (version 2003) a été élaborée à l'aide des logiciels, la vérification des éléments, l'étude du plancher mixte (collaborant) qui se compose d'une tôle nervurée plus des connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé, ce dernier sur lui-même a été étudié.

Enfin on a terminé par le calcul des différents assemblages nécessaires, les fondations et la partie recherche.

Mots clés : Charpente métallique, RPA 99(version 2003), Assemblage.

LISTE DES NOTATIONS

Charges

Charge	Notation
G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
S	Surcharge climatique de la neige
W	Surcharge climatique du vent

Les caractéristiques d'un profile en I ou H

Caractéristiques	Notation
b	La largeur
h	La hauteur
t_f	Epissure de semelle
t_w	Epissure de l'âme
L	Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

Majuscules latines

Majuscule	Notation
A	Aire brute d'une pièce.
A_{net}	Aire nette d'une pièce.
A_w	Aire de l'âme.
A_v	Aire de cisaillement.
E	Module d'élasticité longitudinale.
I	Moment d'inertie.
K_0	Coefficient de flambement.
L	Longueur.
M	Moment de flexion.
M_{sd}	Moment fléchissant sollicitant.
M_{Rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
M_{pl}	Moment plastique.
$M_{b,Rd}$	Moment de la résistance au déversement .
$N_{pl,Rd}$	Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
$N_{b,Rd}$	Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
N_{sd}	Effort normal sollicitant.
N_{csd}	Effort normal de compression.
$N_{c,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
N_{csd}	Effort normal de compression.
$N_{c,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
R	Coefficient de comportement de la structure.
V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant
W_{pl}	Module de résistance plastique.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W	Poids de la structure.

Minuscules latines

Minuscules	Notation
f	La flèche.
f_y	Limite d'élasticité.
h	Hauteur d'une pièce.
l_f	Longueur de flambement.

Minuscules grecques

Minuscule	Notation
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
β_w	Facteur de corrélation.
γ_M	Coefficient de sécurité.
λ	Élancement.
λ_{LT}	Élancement de déversement.
α	Facteur d'imperfection.
ϕ_{LT}	Rotation de déversement.
τ	Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
σ_a	Contrainte de l'acier.
σ_b	Contrainte du béton.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
η	Facteur de correction d'amortissement.
δ_{ek}	Déplacement dû aux forces sismiques.
μ	Coefficient de forme de la charge de neige.
δ	Décrément logarithmique d'amortissement

Liste des figures	page
Figure II.2.1 : les Dimension de l'ouvrage	7
Figure II.2.2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique	10
Figure II.2.3 : Légende pour les parois verticales-sens V1	11
Figure III.1: Plans de planche	23
Figure III.2 : poutre principal de 10 m	32
Figure III.3 : calcul de la flèche soumis dans la poutre par l' RDM6	36
Figure : schéma de la poutre PRS_{tra}	40
Figure III.4 : poutre principal de 5 m	45
Figure : schéma de la poutre PRS_{cor}	52
Figure III.6.1 : le poteaux le plus sollicité	63
Figure IV.1 Spectre de réponse suivant X-X	73
Figure IV.2 Spectre de réponse suivant Y-Y	73
Figure IV.3 La disposition des contreventements (façade principales)	80
Figure IV.4 La disposition des contreventements (façade arrières)	80
Figure IV.5 La disposition des contreventements (façade de cotée gauche)	81
Figure IV.6 : La disposition des contreventements (coupe 3D)	81
Mode1 : Translation Y-Y	82
Mode 2 : Translation X-X	82
Mode3 : Rotation	82
Figure V.1 Facteurs de distribution de la rigidité	89
Figure V.2 Les types des systèmes de contreventement	96
Figure V-2.1 vue en plan de l'escalier	100
Figure V.2.2 Disposition des cornières	102
Figure V-3 Distribution des charges sur un limon	104
Figure V.4 Schéma statique de la console	113
Figure V.5. Dimension de l'acrotère	115
Figure V.6 Coupe transversale et longitudinale	115

Figure VI.1 Exemples des assemblages boulonnés	122
Figure VI.2 Exemples des assemblages soudés	122
FigureVI.3 : Assemblage poteau – diagonale	123
FigureVII.1 : Schéma des Semelles isolée sous poteaux	142
Figure VII.2 : Diagramme des moments	146
Figure VII.3 : ferrailage de semelle filante.	147
Figure VII.4 : schéma explicative pour la semelle filant.	148

Liste des tableaux	page
Tableau II.2.1 Valeur de la vitesse de référence du vent	8
Tableau II.2.2 Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V1-V2.	10
Tableau II.2.3 valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - direction V1 du vent	12
Tableau II.2.4 : coefficients de pression extérieurs des toitures plates	14
Tableau II.2.5 les surfaces des zones	14
Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé HEA500	32
Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé HEA300	44
Tableau III.3 : caractéristiques du profilé HEA360	46
Tableau III.4 : les vérifications des éléments de la structure	62
Tableaux III.6.1 calcul d'aire des poteaux	65
Tableau IV.1 période et facteurs de participation massique du modèle initial	78
Tableau IV.2 Vérification des déplacements inter étages de modèle initiale	78
Tableau IV.3 calcul de l'effort tranchant à la base de modèle initiale	79
Tableau IV.4 les éléments constituant la structure	79
Tableau IV.5 période et facteurs de participation massique du modèle final	82
Tableau IV.6 calcul de l'effort tranchant à la base de modèle final	83
Tableau IV.7 Excentricité de la structure	84
Tableau IV.8 Vérification des déplacements inter étages du modèle final	85
Tableau V. 1 Les valeurs des efforts internes.	89
Tableau V. 2 Vérification du poteau au flambement composé	89
Tableau V. 3 Les valeurs des efforts internes.	90
Tableau V. 4 Vérification du poteau au flambement composé.	90
Tableau V. 5 Les valeurs des efforts internes	90
Tableau V. 6 Vérification du poteau au flambement composé	91
Tableaux V.7 vérification des moments fléchissant	95

Tableaux V.8 vérification des efforts tranchants	95
Tableau V.9 Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement	99
Tableau V.10 Caractéristique et dimension de L 50 x 50 x 5	103
Tableau V.11 Evaluation des moments et efforts tranchants de acrotère	116
Tableau V.12 Evaluation des sollicitations	117
TableauVII.1 Efforts à la base de la structure sens x-x	144

SOMMAIRE

PRESENTATION DE PROJET	PAGE
I.1 introduction	1
I.2 présentation de projet	1
I.3 présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment	1
I.4 règlements utilise	2
I.5 logiciels utilises	2
I.6 matériaux utilise	2
I.7 les assemblages	3
I.8 conception structurale	3

ETUDES CLIMATIQUES	PAGE
II.1 Effet de la neige	6
II.1.1 Introduction	6
II.1.2 Calcul des charges de la neige	6
II.2 L'effet du vent	7
II.2.1 Introduction	7
II.2.2 Dimensionnement de l'ouvrage	7
II.2.3 Principes généraux	8
II.2.4 Modélisation de l'action du vent	8
II.2.5 Catégorie du terrain	8
II.2.6 Zone du vent	8
II.2.7 Pression dynamique de point	9

II.2.8 Le coefficient d'exposition au vent	9
II.2.9 Le coefficient de rugosité	9
II.2.10 Calcul de la pression dynamique de point	10
II.2.11 Détermination de coefficient de pression	10
II.2.12 Calcul de La pression aérodynamique	16

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	PAGE
III.1 INTRODUCTION	21
III.2 ÉTUDE DU PLANCHER COLLABORANT	21
III.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	22
III.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES	23
III.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	32
III.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	62

ETUDE DYNAMIQUE	PAGE
IV.1 Introduction	72
IV.2 La méthode modale spectrale	72
IV.3 Analyse spectrale	72
IV.4 Résultante des forces sismiques de calcul	73
IV.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	73
IV.6 Vérification des déplacements latéraux étages	76
IV.7 Modélisation	77
IV.7.1 Modelé initiale	77
IV.7.2 Modelé final	79

VERIFICATION DES ELEMENTS	PAGE
V.1 les éléments principaux	87
V.1.1 Vérification des poteaux	87
V.1.2 Vérifications des poutres	94
V.1.3 Vérification de système de contreventements	96
V.1.4 Conclusion	99
V.2 éléments secondaires	100
V.2.1 Etude des escaliers	100
V.2.2 Vérification de la console	112
V.2.3 Vérification de l'acrotère	115

LES ASSEMBLAGES	PAGE
VI.1 Introduction	121
VI.2 Fonctionnement des assemblages	121
VI.3 Vérification Contreventement (V)	123
VI.4 Vérification d'assemblage poteau-poutre	127
VI.5 Vérification d'assemblage poutre-solive	132
VI.6 Vérification Assemblage gousset-contreventement (K)	136
VI.7 Vérification Assemblage pied d'poteaux	141

ETUDE DE FONDATION	PAGE
VII. Introduction	142
VII.1 Classification des fondations	142

VII.1.1 Semelles isolée	142
VII.1.2 Semelles filantes	143
VII.2 Conclusion	148

INTRODUCTION GENERALE

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+8) en charpente métallique, à usage bureautique située à BLIDA, zone de forte sismicité « Zone III ». En appliquant les règlements techniques en vigueur « DTR », à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements de la conception et calcul des structures en charpente métallique CM97. L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

La première étape consiste en la présentation du projet couvrant les caractéristiques géométriques du bâtiment ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

La deuxième étape consiste en l'évaluation des toutes charges et surcharges climatiques possibles.

La troisième étape pré-dimensionnement des différents éléments structuraux en considérant ces dernières.

La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment qui sera réalisée par la modélisation et l'analyse dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETAPS. A partir des résultats des efforts obtenus, nous allons vérifier l'ossature en charpente métallique vis-à-vis les phénomènes d'instabilité tel que le flambement et déversement tout en respectant les règlements techniques en vigueur.

La cinquième étape traite les différents assemblages des éléments structuraux de la structure.

Enfin, nous entamerons l'étude de l'infrastructure conformément au rapport de sol.

La partie recherche est consacrée à l'étude du feu

Le projet est finalement conclu par une conclusion générale.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE PROJET

INTRODUCTION

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités à savoir, une construction en béton armé, en béton précontraint, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage administratif. Il se situe dans la wilaya de **Blida**.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Présentation du projet

Le projet en question est un bâtiment à étages destiné à un usage administratif en charpente métallique de (RDC + 8 étages), Implanté dans la wilaya de **Blida**. «Zone III: zone à sismicité élevée selon la classification du l'RPA Version 2003 ».

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique.

Les planchers sont en dalle pleine section mixte de 12 cm d'épaisseur.

Les remplissages des façades sont vitrées (façade ventiler).

Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Longueur	L1=30.48m
Largueur	L2=19.00m
Hauteur total:	HT= 32.05m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	Hr=4.05m
Hauteur d'étage.....	HE (2,3,4,5,6,7,8) =3.20 m

Règlements utilisés

Les règlements utilisés sont :

DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».

DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».

DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».

BAEL91 : Calcul des structures en béton.

L'EUROCODE 3

I.5. Logiciels utilisés

ETAPS 2016

RDM 6 .

ROBOT 2014

I.6 Matériaux utilisés

Acier de construction

L'acier est un matériau obtenu par transformation de la fonte dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Nuance d'acier : Fe400.

La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.

La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.

La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.

Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.

Module d'élasticité transversale : $G = 81000$ MPa.

Bac d'acier

Le type de tôle utilisée est le model **HI BOND 55** Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.

De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le béton

Le béton présente les caractéristiques suivant :

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}=25\text{MPa}$

La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28}=0.06 f_{c28}+0.6=2.1\text{MPa}$

Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$

Module d'élasticité longitudinale : $E = 305000 \text{ MPa}$.

I.7 Les assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

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 ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR10.9) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

I.8 Conception structurale

On a deux types de structure

Structure horizontale

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes

Les bacs aciers sont de type Hi bond 55.

L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 12 cm.

Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

Structures verticales

La superstructure est principalement composée des murs en maçonnerie non porteurs.

Pour les murs extérieurs : Les murs sont des revêtements en verre posé sur une ossature en aluminium

Pour les murs intérieurs : Les murs sont en brique creuse de 10 cm.

Pour les murs extérieurs : Les murs sont des revêtements en verre (façade ventilée).

CHAPITRE II

ETUDE CLIMATIQUE

1. Effet de la neige

1.1 Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement « RNV2013 » s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

1.2 Calcul des charges de la neige « S »

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

$$S = \mu \times S_k$$

S_k (kN/m²) est la charge de neige sur le sol.

μ : est un coefficient d'ajustement de charge, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment se situe à la commune de wilaya de BLIDA, zone ' B '.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer

$H = 200$ m.

$S_k = 0.18$ kN/m².

$\mu = 0,8$ (Toiture plate)

$S = \mu \times S_k = 0,8 \times 0.18 = 0,145$ kN/m².

$S = 0,145$ KN/m².

2 L'effet du vent

2.1 Introduction

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements. Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent « 2013 ». Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élancement de notre bâtiment, une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

2.2 Dimensionnement de l'ouvrage

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

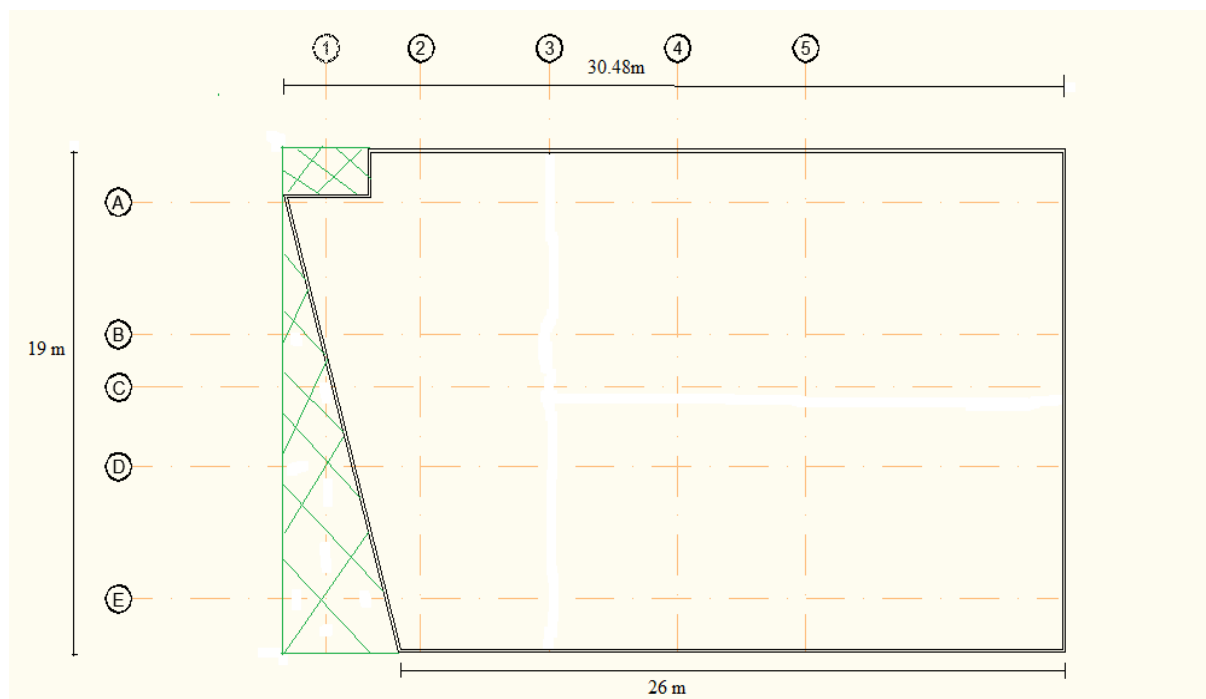


Figure II.2.1 : les Dimension de l'ouvrage .

HauteurH. =32.05m.

Largeur.....B = 19 m.

Longueur.....L = 30.48 m.

2.3 Principes généraux

-Principes du DTR RNV (version 2013)

Le règlement impose d'étudier le vent de toutes les parois de la structure.

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

2.4 Modélisation de l'action du vent :

Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions fixes variables.

L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de pression ou de force.

L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces extérieures et intérieures.

L'action du vent peut aussi être tangentielle (forces de frottement).

Données relative au site

2.5 Catégorie du terrain

Catégories 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 tous obstacles.	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 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones 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

2.6 Zone du vent

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya de BLIDA. Donc, on est dans la zone I du vent, d'où : Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la vitesse de référence :

Tableau II.2.1 : Valeur de la vitesse de référence du vent.

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)	$V_{réf}$ (m/s)
I	375	25

2.7 Pression dynamique de point

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e)$$

2.8 Le coefficient d'exposition au vent

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol

$$\text{Avec : } C_e(z) = C_t^2 \times C_r^2 \times (1 + 7 I_v(z))$$

- C_t coefficient de topographie.

C_r coefficient de rugosité.

- Z (m)hauteur considérée.

$I_v(z)$ L'intensité de la turbulence.

2.9 Le coefficient de rugosité

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

- K_t facteur de terrain

Z_0 (m) paramètre de rugosité

- $Z_{\min}$ (m)hauteur minimal.

Intensité de turbulence

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

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

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

2.10 Calcul de la pression dynamique de point q_p

$H = 32.05\text{m}$
 Direction de vent (V1-V2)
 $B = 30.48\text{m}$

Cas $b < h \leq 2b$

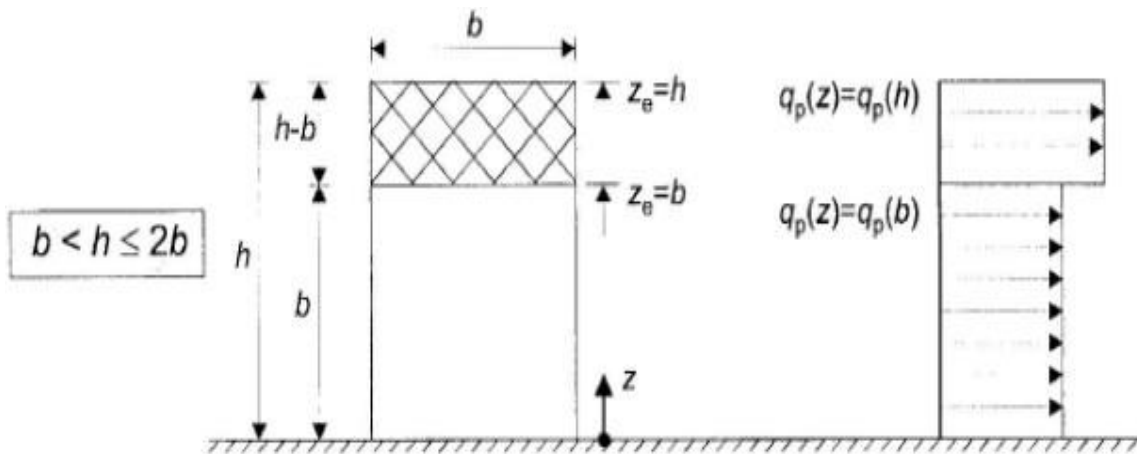


Figure II.2.2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Remarque : on regroupe les calculs pour chaque étage, on a le même q .

Tableau II.2.2 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V1-V2.

Hauteur	$Z=Z_e$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_p(z_e)\text{N/m}^2$
0 à 30.48	30.48	1.218	1	0.1559	4.575	1715.625
30.48 à 32.05	32.05	1.227	1	0.1547	4.59	1721.25

2.11 Détermination de coefficient de pression

Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Dans notre projet on a une construction à base rectangulaires. Les coefficients de pressions extérieures C_{pe} de cette construction dépendent de la dimension de la surface chargé. Ils sont définis pour des surface chargées de $1m^2$ et $10m^2$, auxquelles correspondent les coefficients de pressions notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe,1}$ si $S \leq 1 m^2$.

- $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ si $1 m^2 < S < 10 m^2$.

- $C_{pe} = C_{pe,10}$ si $S \geq 10 m^2$.

La direction du vent V1

Pour la paroi verticale

$b = 30.48$; $d = 19m$; $h = 32.05m$

$e = \min(b ; 2h) = \min(30.48 ; 2 \times 32.05) \rightarrow e = 30.48$

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

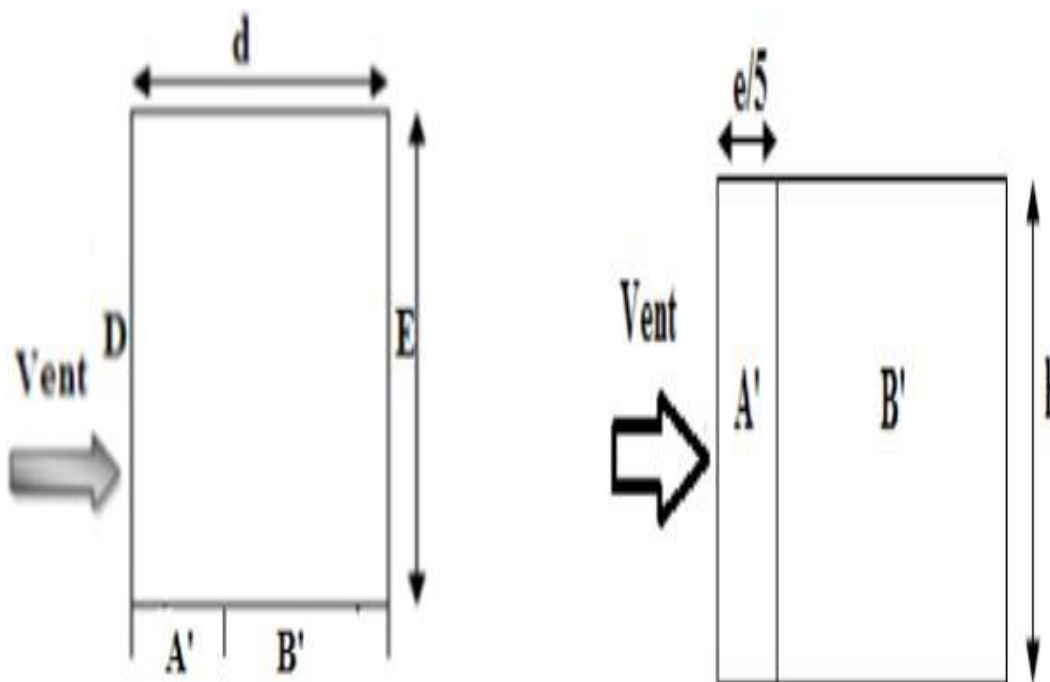
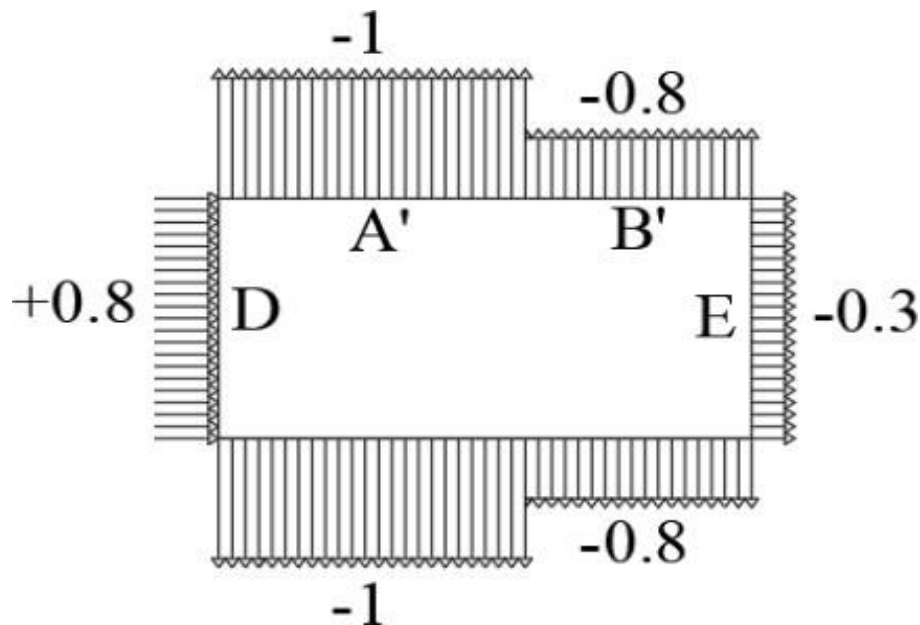


Figure II.2.3 : Légende pour les parois verticales-sens V1.

Les surfaces et les C_{pe} de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2.3 :valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - direction V1 du vent.

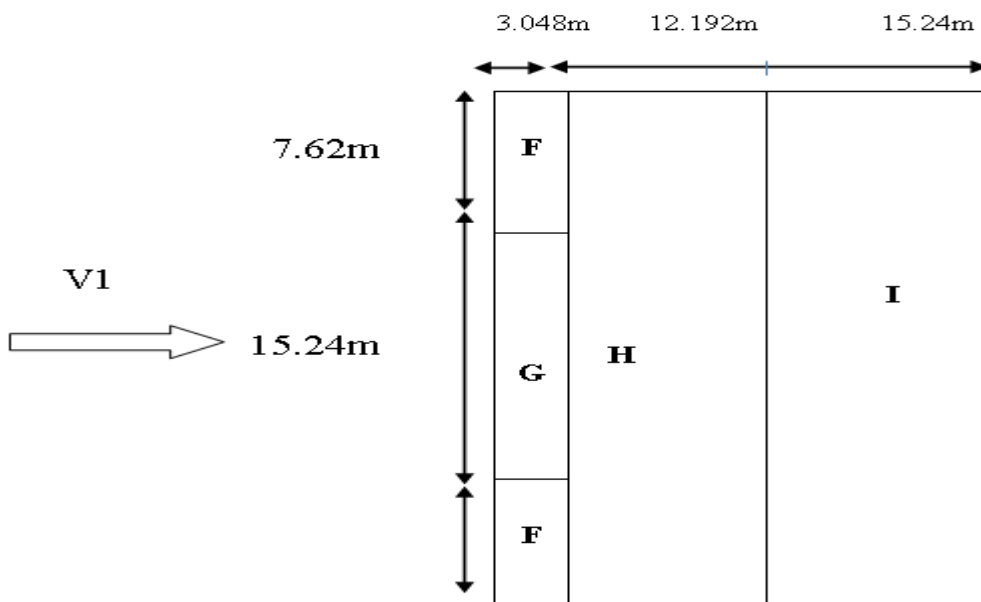
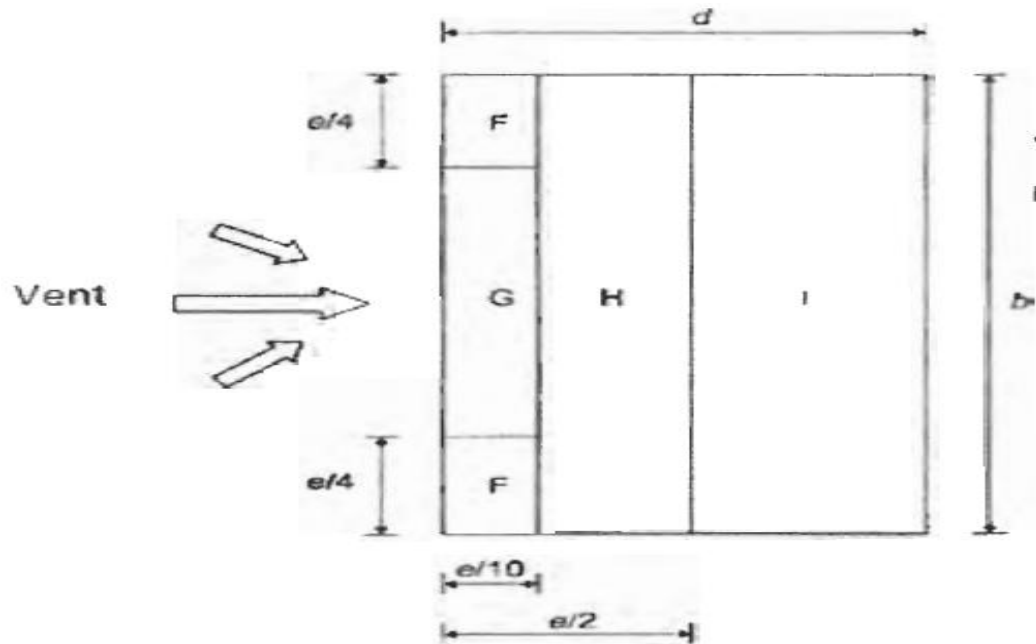
Zone	Surface (m2)	C_{pe}
A	$6.096 \times 32.05 = 195.377 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-1
B	$12.904 \times 32.05 = 413.57 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-0,8
D	$30.48 \times 32.05 = 967.884 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	+0,8
E	$30.48 \times 32.05 = 967.884 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-0,3



Terrasse avec acrotère

On se réfère au paragraphe 5.1.3 du chapitre 5 de **DTR(NV2013)**, à la **figure 5.2** pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

Les zones de pression sont portées sur la figure



Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

$$H_p / h = 0.6 / 32.05 = 0.0187$$

h_p : hauteur de acrotère
 h : hauteur de structure

Tableau II.2.4 : coefficients de pression extérieurs des toiture plates .

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		$\pm 0,2$	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		$\pm 0,2$	

surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau II.2.5 : les surfaces des des zones.

Zone	Surface (m ²)	C _{pe}
F	$7.62 \times 3.048 = 23.225 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-1.6
G	$15.24 \times 3.048 = 46.45 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-1.1
H	$12.192 \times 30.48 = 371.61 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-0,7
I	$15.24 \times 30.48 = 464.51 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	+0,2
		-0.2

Calcul des coefficients de pression intérieur (chapitre 5 du RNV2013)

On doit tout d'abord situer notre bâtiment vis-à-vis des règles de calcul du coefficient de pression intérieure

Les ouvertures qui existe

Face 1(façade principale) : 1 porte (2.1×1.15) + un fenètre large (0.75×3.2) dans RDC + de 1^{ère} étage
 a 8^{ème} étage il a 3 fenètre dans chuquant étage de (1.15×1.15) m

Face 2(façade arrière) : de 1^{ère} étage a 8^{ème} étage il a 3 fenètre dans chuquant étage de (1.15×1.15) m
 + les fenêtres de l'escalier (1×2) m

Face 3(façade gauche) : de 1^{ère} étage a 8^{ème} étage il a 2 porte balcon dans chuquant étage de (0.8 * 2.1) m

Face 4(façade droit) : de 2^{ère} étage a 8^{ème} étage il a 3 fenêtré dans chuquant étage de (1.15 * 1.15) m

Face 5 (toiture) : aucunes ouvertures

Vérification des conditions de la toiture isolée

	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	%
Face 1(façade principal)	$3 \times 8(1.5 \times 1.5) + (3.2 \times 0.75) + (1.15 \times 2.1) + (7.25 \times 10) = 131.315$	$30.48 \times 32.05 - (7.25 \times 10) = 904.384$	14.52%
Face 2(façade arrière)	$8 \times 3(1.5 \times 1.5) + (1 \times 2) \times 9 = 72$	$30.48 \times 32.05 - (7.25 \times 10) = 904.384$	7.96%
Face 3(façade gauche)	$2 \times 8(0.8 \times 2.1) = 26.88$	$19 \times 32.05 = 608.95$	4.41%
Face 4(façade droit)	$3 \times 7(1.5 \times 1.5) = 47.25$	$19 \times 32.05 = 608.95$	7.76%
Face 5 (toiture)	0	$19 \times 30.48 = 579.12$	0%

Aucune surface des ouvertures ne représente plus de 30% de la surface de la face, doncles conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées.

Vérification des conditions de la face dominante

	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	2x Surface des ouvertures des autres faces (m ²)	Souv > 2xSouv autre face ?
Face 1(façade principal)	$3 \times 8(1.5 \times 1.5) + (3.2 \times 0.75) + (1.15 \times 2.1) + (7.25 \times 10) = 131.315$	$2 \times (72 + 26.88 + 47.25 + 0) = 292.26$	non
Face 2(façade arrière)	$8 \times 3(1.5 \times 1.5) + (1 \times 2) \times 9 = 72$	$2 \times (131.315 + 26.88 + 47.25 + 0) = 410.89$	non
Face 3(façade gauche)	$2 \times 8(0.8 \times 2.1) = 26.88$	$2 \times (131.315 + 72 + 47.25 + 0) = 501.13$	non
Face 4(façade droit)	$3 \times 7(1.5 \times 1.5) = 47.25$	$2 \times (131.315 + 26.88 + 72 + 0) = 460.39$	non
Face 5 (toiture)	0	$2 \times (72 + 26.88 + 47.25 + 131.315) = 554.89$	non

Σ des surface des ouvertures ou $C_{pe} \leq 0$

$$\mu = \frac{\Sigma \text{ des surfaces totale ouvertures}}{\Sigma \text{ des surfaces totale ouvertures}}$$

$$\mu = \frac{\Sigma 131.315+26.88+47.25}{\Sigma 131.315+26.88+47.25+72}$$

$$\mu=0,74$$

$$h/d = 1.68 , \text{ Donc : } C_{pi} = - 0.23$$

(h) : c'est la hauteur du bâtiment

(d) : est sa profondeur

I.2.12 Calcul de La pression aérodynamique

sens (V 1)

façade principale

$$w(z_j) = q_p(z_e) x [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

De 0 à 30.48 m

Parois verticales

Zone	$q_p(N/m^2)$	C _{pe}	C _{pi}	W _j (N/m ²)
A'	1715.625	-1	-0.23	-1321.03
B'	1715.625	-0,8	-0.23	-977.906
D	1715.625	0,8	-0.23	1767.09
E	1715.625	-0,3	-0.23	-120.097

De 30.48 à 32.05 m

Zone	$q_p(N/m^2)$	C _{pe}	C _{pi}	W _j (N/m ²)
A'	1721.25	-1	-0.23	-1325.36
B'	1721.25	-0,8	-0.23	-981.11
D	1721.25	0,8	-0.23	981.11
E	1721.25	-0,3	-0.23	-120.487

Toiture

Zone	$q_p(N/m^2)$	C _{pe}	C _{pi}	W _j (N/m ²)
G	1721.25	-1.6	-0.23	-2358.11
F	1721.25	-1.1	-0.23	-1497.48
H	1721.25	-0.7	-0.23	-808.98
I	1721.25	+0.2	-0.23	740.137
		-0,2		51.637

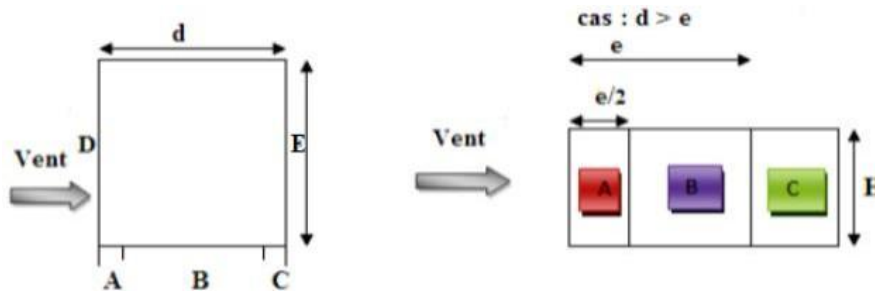
La direction du vent V2

la façade cotée droit

$b = 19 \text{ m}$; $d = 30.48 \text{ m}$; $h = 32.05 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(19 ; 2 \times 32.05)$.Donc : $e = 19 \text{ m}$

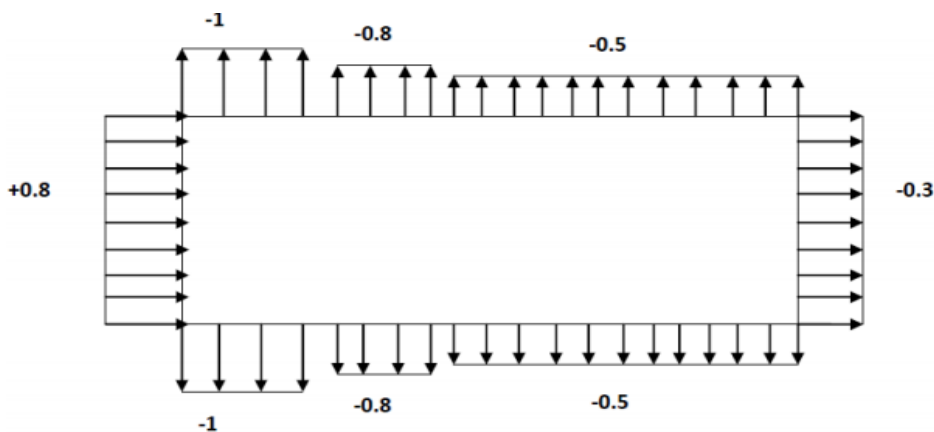
$d > e$: alors la paroi est divisée A, B,C, D, E qui sont données par la figure suivants :



Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

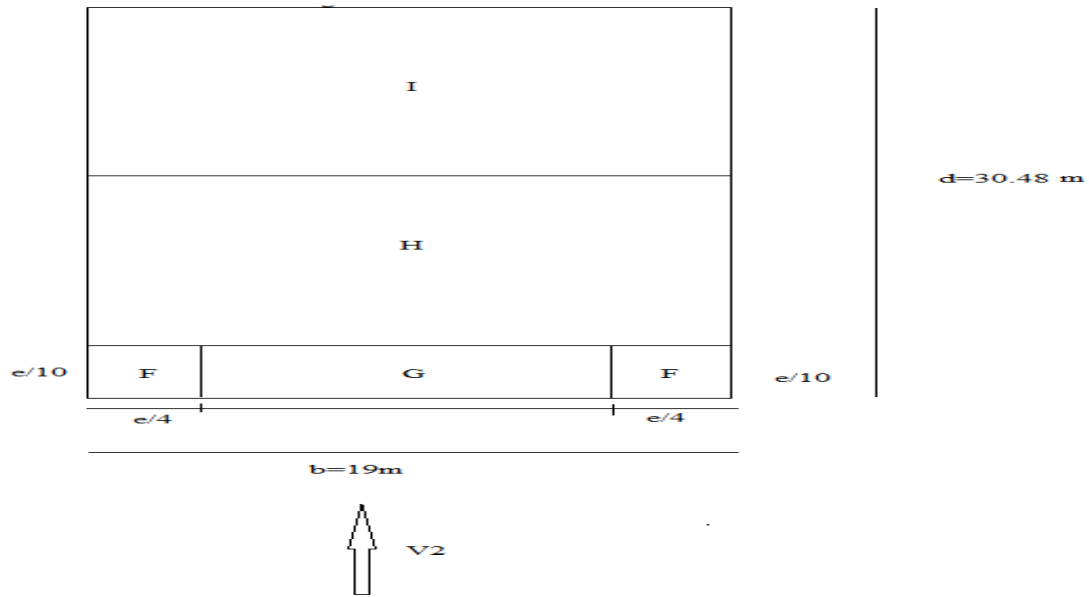
Tableau :valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - direction V2 du vent.

Zone	Surface (m2)	C_{pe}
A	$9.5 \times 32.05 = 304.475 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-1
B	$9.5 \times 32.05 = 304.475 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-0,8
C	$11.48 \times 32.05 = 367.93 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-0,5
D	$19 \times 32.05 = 608.95 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	+0,8
E	$19 \times 32.05 = 608.95 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$	-0,3



Terrasse avec acrotère

On se réfère au paragraphe 5.1.3 du chapitre 5 de **DTR(NV2013)**, à la **figure 5.2** pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}



surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Zone	Surface (m2)	Cpe
F	$4.75 \times 1.9 = 9.025 < 10$ donc $Cpe = Cpe_{1.1} + (Cpe_{10} - Cpe_{1.1}) \times \log_{10}(9.025)$	-1.627
G	$9.5 \times 1.9 = 18.05 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	-1.1
H	$7.6 \times 19 = 144.4 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	-0,7
I	$19 \times 20.98 = 398.62 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	+0,2
		-0.2

Détermination des coefficients de pressions intérieure (Cpi)

$$\mu = \frac{\Sigma 131.315 + 72 + 47.25}{\Sigma 131.315 + 26.88 + 47.25 + 72}$$

$$\mu = 0.903$$

Pour $\mu = 0.903$ et $h / d = 1.05$. Donc : $Cpi = -0.45$

(h) c'est la hauteur du bâtiment

(d) nest sa profondeur

$$w(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

De 0 à 30.48 m

Parois verticales

Zone	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$W_j(N/m^2)$
A	1715.625	-1	-0.45	-943.6
B	1715.625	-0,8	-0.45	-600.46
E	1715.625	-0,5	-0.45	-85.78
D	1715.625	0,8	-0.45	2144.53
E	1715.625	-0,3	- 0.45	257.34

De 30.48 à 32.05 m

Zone	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$W_j(N/m^2)$
A	1721.25	-1	-0.45	-946.687
B	1721.25	-0,8	-0.45	-602.437
E	1721.25	-0,5	-0.45	-86.062
D	1721.25	0,8	- 0.45	2151.56
E	1721.25	-0,3	-0.45	258.187

Toiture

Zone	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$W_j(N/m^2)$
G	1721.25	-1.627	-0.45	-2025.91
F	1721.25	-1.1	-0.45	-1118.81
H	1721.25	-0.7	-0.45	-430.31
I	1721.25	+0.2	-0.45	1118.81
		-0,2		430.31

CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1 Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations. Le pré dimensionnement des éléments sont déterminés, selon les règles de calcul de **BAEL91, RPA99, Eurocode 3**.

2 Les planchers

Généralité

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

Transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux

(Palées de stabilité, poteaux de portique), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou Moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages

Verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et la résistance au feu.

Planchers collaborant mixte acier-béton

Une des solutions efficaces permettant de réduire la flèche et d'augmenter la résistance des poutres mixtes par rapport à celles de la solution d'acier seul consiste à attacher la dalle à Poutrelle métallique par des connecteurs. Cela est très intéressant pour les grandes portées. Il permet aussi la réduction de la quantité d'acier, réduction de la retombée des poutres et planchers, réduction du cout de la construction et la rapidité d'exécution.

3 Les charges

Sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, et de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et les poteaux.

3.1 Plancher terrasse inaccessible

Actions permanentes

1- Protection en gravillon	0,9 KN/m ²
2- Etanchéité multicouches	0,12 KN/m ²
3- Forme de pente (e=10cm)	2,20 KN/m ²
4-Isolation thermique	0,16 KN/m ²
5- Dalle en béton armé (t=12cm)	3 KN/m ²
6- Bac d'acier(HIBON 55)	0,15 KN/m ²
7- Faux plafond.....	0,2 KN/m ²
8- la charge du neige	0.145 KN/m ²
Totale :	G = 6,875 KN/m²

Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible **Q = 1 KN/m²**

3.2 Plancher courant

Actions permanentes

1- Compacto. 20*0,007.....	0,14 KN/m ²
2- Mortier de pose	0,458 KN/m ²
3- Lit de sable 18*0,03.....	0,54 KN/m
4- Dalle en béton armé (t=12)	3 KN/m ²
5- Faux plafond	0,20 KN/m ²
6- Bac d'acier (HIBON 55)	0,15 KN/m ²
7- Distribution cloison	1,10 KN/m ²
Totale :	G = 5.59kN/m²

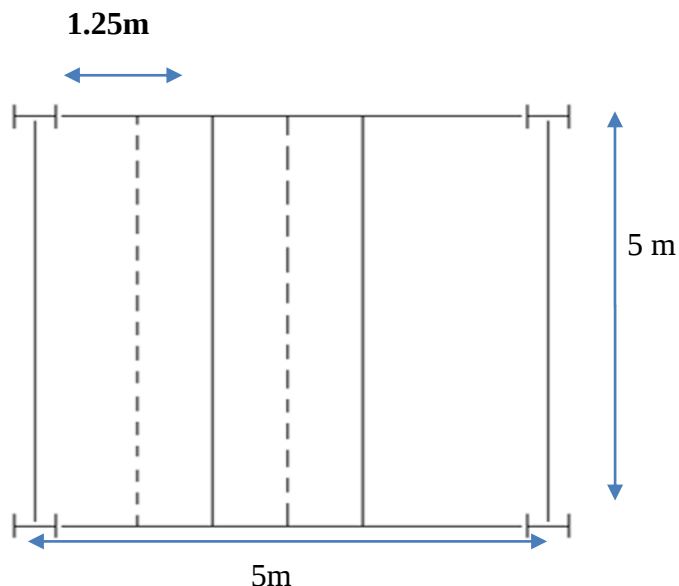
Charges d'exploitation

Plancher courant (bureaux paysagers) **Q = 3.5 KN/m²**

III.4 Calcul des solives

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

Le solive la plus sollicitée a une portée égale à **L= 5 m** et un espacement de **1.25 m**



FigureIII.1: Plans de planche.

4.1 Solive du plancher terrasse inaccessible

Phase de construction

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges seront :

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est **1.25 m**.

$$\text{ELU : } q_u = [1,35 \times G_b + 1,5 \times Q] \times 1.25 \Rightarrow q_u = [1,35 \times (3 + 0,15) + 1,5 \times 0,75] \times 1.25$$

$$q_u = 6.722 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = [G_b + g + Q] \times 1.25 \Rightarrow q_{\text{ser}} = [3 + 0.15 + 0,75] \times 1.25$$

$$q_{\text{ser}} = 4.875 \text{ KN/ml}$$

Vérifications

D'après le critère de la flèche

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L/2)^4}{E I_y} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L/2)^4}{E F} \Rightarrow I_y \geq 59.036 \text{ cm}^4$$

Donc Le choix : **IPE 100**

Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 6.722 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 4.875 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{6.722 \times 2.5^2}{8} = 5.251 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{34.2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 7.275 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

On doit vérifier que :

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

Où :

$V_{pl \cdot Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 1032 - 2 \times 55 \times 5.7 + (4.1 + 2 \times 7) \times 5.7$$

$$A_v = 508.17 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 508.17 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{6.722 \times 2.5}{2} = 8.403 \text{ KN}$$

$$V_{SD} < V_{plrd} \text{ condition vérifier}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} \Rightarrow 8.403 \text{ KN} < 31.34 \text{ KN}$$

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

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

Vérification de la rigidité

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E I_y}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 2.5m. \\ E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 171 \text{ cm}^4. \\ q_{ser} = 4.875 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Donc on aura :

$$F^{max} = \frac{5 \times 4.875 \times (2500^4)}{384 \times 2.1.10^5 \times 171 \times 10^4} = 6.905 \text{ mm}$$

Et la flèche admissible est :

$$F^{adm} = \frac{2500}{250} = 10 \text{ mm}$$

$$F^{max} < F^{adm} \quad \text{condition vérifier}$$

Vérification du voilement

Classification de la section

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{25.45}{5.7} = 4.464 < 10$$

Donc : **Semelle de classe I**

Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{88.6}{4.1} = 21.609 < 72 \varepsilon$$

Donc : **Ame de classe I**

Section globale de classe I

$$\frac{d}{t_w} = 24.409 < 69\varepsilon \quad \text{condition vérifier}$$

Pas de voilement

Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé $g_p = 0.081 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente..... $G_T = 6,875 \text{ KN/m}^2$

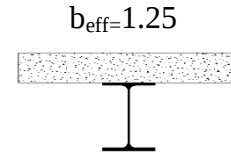
Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 1.25m.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 (g_p + (G_t \times 1.25) + 1.5(Q \times 1.25)) = 13.586 \text{ KN/ m}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = (g_p + (G_t \times 1.25) + (Q_t \times 1.25)) = 9.925 \text{ KN/m}$$

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \text{ m} \\ e = 1.25 \text{ m} \end{cases}$$



-Position de l'axe neutre plastique

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

avec :

$$\begin{cases} f_{ck} = 25 \text{ MPa} \\ h_c = 65 \text{ cm} \\ b_{eff} = 1.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3} . \text{ Donc : } R_{\text{Béton}} = 1157.812 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 1032) \times 10^{-3} . \text{ Donc : } R_{\text{Acier}} = 230.394 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}} \text{ condition vérifier}$$

Position de l'axe neutre plastique.

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

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

$$M_{plrd} = 230.394 \times \left[\frac{100}{2} + 55 + 65 - \left\{ \frac{230.394}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 37.677 \text{ KNm}$$

Vérifications

Effort tranchant

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{6.722 + 5}{2} = 16.805 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 508.17 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \text{ condition vérifier}$$

On a : $V_{SD}^{MAX} < 0,5 V_{PRD} = 31.34 \text{ kN} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment Fléchissant.

Moment fléchissant

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

Le moment appliqué $M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.722 \times 5^2}{8} = 21.006 \text{ KN.m}$

$M_{sd} = 21.006 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 37.677 \text{ KN.m}$

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ condition vérifié

Vérification du déversement

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

Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

Avec : $\begin{cases} q_{ser} = 4.875 \text{ KN/ml.} \\ L = 5\text{m.} \\ E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2. \end{cases}$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1032}{1250 \times 65} = 0.0127$$

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

$$I_c = \frac{1032 \times (65 + 2 \times 55 + 100)^2}{4(1 + 15 \times 0.0127)} + \frac{1250 \times 65^3}{12 \times 15} + 171 \times 10^4 = 2 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times 4.875 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 2 \times 10^7 \times 10^5} = 9.446 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ condition vérifier

4.2 Solive du plancher Courant (bureaux paysagers)

Phase finale

Les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé (IPE 100)..... $g_p = 0.081 \text{ kN/ml.}$

Charge permanente..... $G_T = 5.59 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 3.5 \text{ kN/m}^2$

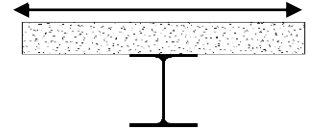
L'entraxe entre les solives est de 1.25m.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 (g_p + (G_t \times 1.25)) + 1.5 (Q \times 1.25) = 16.103 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (g_p + (G_t \times 1.25)) + (Q \times 1.25) = 11.45 \text{ KN/m}$$

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \text{ m} \\ e = 1.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_{eff} = 1.25 \text{ m}$$



Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

$$R_{\text{Béton}} = (0.57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1157.812 \text{ kN}$$

$$A_a = (100 - (2 \times 5.7)) \times 4.1 = 363.26 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0.95 \times 235 \times 363.26) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 81.098 \text{ kN}$$

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

Position de l'axe neutre plastique.

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

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

$$M_{plrd} = 81.098 \times \left[\frac{100}{2} + 55 + 65 - \left\{ \frac{81.098}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 13.602 \text{ KN.m}$$

Vérifications

Effort tranchant

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = q_u \cdot l / 2$$

$$V_{sd} = \frac{16.103 \times 5}{2} = 40.257 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 508.17 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifier}$$

On a :

$$V_{SD}^{MAX} \geq 0.5 V_{PRD} = 31.34 \text{ kN} \Rightarrow \text{il y a une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc en augment la section de profile et on choisir IPE 140

On a changé la section donc on va modifier le poids propre de profile

Poids propre du profilé (**IPE 140**)..... $g_p = 0.129 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente..... $G_T = 5.59 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 3.5 \text{ kN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 1.25m.

ELU : $q_u = 1.35 (g_p + (G_T \times 1.25)) + 1.5 (Q_T \times 1.25) = 16.17 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = (g_p + (G_T \times 1.25)) + (Q_T \times 1.25) = 11.5 \text{ kN/m}$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 764 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 94.234 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{16.17 \times 5}{2} = 40.42 \text{ kN}$$

On a : $V_{SD}^{MAX} \leq 0.5 V_{plrd} = 47.11 \Rightarrow$

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

Moment fléchissant

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

Le moment appliqué

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16.17 \times 5^2}{8} = 50.53 \text{ kN.m}$$

$$A_a = (140 - (2 \times 6.9)) \times 4.7 = 593.14 \text{ mm}^2$$

$$R_{Acier} = 0.95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{Acier} = (0.95 \times 235 \times 593.14) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{Acier} = 132.42 \text{ kN}$$

$$R_{Béton} > R_{Acier}$$

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

$$M_{plrd} = 132.42 \times \left[\frac{140}{2} + 55 + 65 - \left\{ \frac{132.42}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 24.667 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 50.53 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 24.667 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition Non Vérifier}$$

Alors on augmente la section de profile et on choisit **IPE 270**

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

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{Béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \text{ avec : } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = (0.57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{Béton} = 1157.812 \text{ kN}$$

$$A_a = (270 - (2 \times 10.2)) \times 6.6 = 1647.36 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \cdot f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0.95 \times 235 \times 1647.36) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 367.77 \text{ kN} \quad R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

$$M_{\text{plrd}} = 367.77 \times \left[\frac{270}{2} + 55 + 65 - \left\{ \frac{367.77}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 89.98 \text{ kN.m}$$

On a changé la section donc on va modifier le poids propre de profile

Poids propre du profilé (**IPE 270**)..... $g_p = 0.361 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente..... $G_T = 5.59 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 3.5 \text{ kN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 (g_p + (G_T \times 1.25)) + 1.5 (Q_T \times 1.25) = 16.483 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (g_p + (G_T \times 1.25)) + (Q_T \times 1.25) = 11.72 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16.483 \times 5^2}{8} = 51.509 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 51.509 \text{ kN.m} < M_{\text{pl.Rd}} = 89.98 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifier}$$

Effort tranchants

$$V_{\text{plrd}} = \frac{235 \times 2214 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 300.38 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{16.483 \times 5}{2} = 41.207 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}} \quad \text{condition vérifier}$$

On a : $V_{\text{SD}}^{\text{MAX}} \leq 0.5 V_{\text{plrd}} = 150.16 \text{ kN} \Rightarrow$ il-ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Vérification du déversement

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

Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que :

$$f^{\text{max}} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{E I_c}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_{\text{ser}} = 12.345 \text{ KN/ml.} \\ I_a = 5790 \text{ cm}^2 \\ E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2. \\ L = 5\text{m} \end{cases} .$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{4595}{1250 \times 65} = 0.0566$$

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

$$I_c = \frac{4595 \times (65 + 2 \times 55 + 270)^2}{4(1 + 15 \times 0.0566)} + \frac{1250 \times 65^3}{12 \times 15} + 5790 \times 10^4 = 18.28 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times 11.72 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 18.28 \times 10^7 \times 10^8} = 2.484 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} < f_{\text{adm}} \quad \text{condition vérifier}$$

d'après les calculs on trouve que les solives du plancher terrasse elle sont par **IPE 100**.

Et pour le plancher étage courants sont des **IPE 270**.

5.1 Calcul de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible

Poutre de 10 m de porté

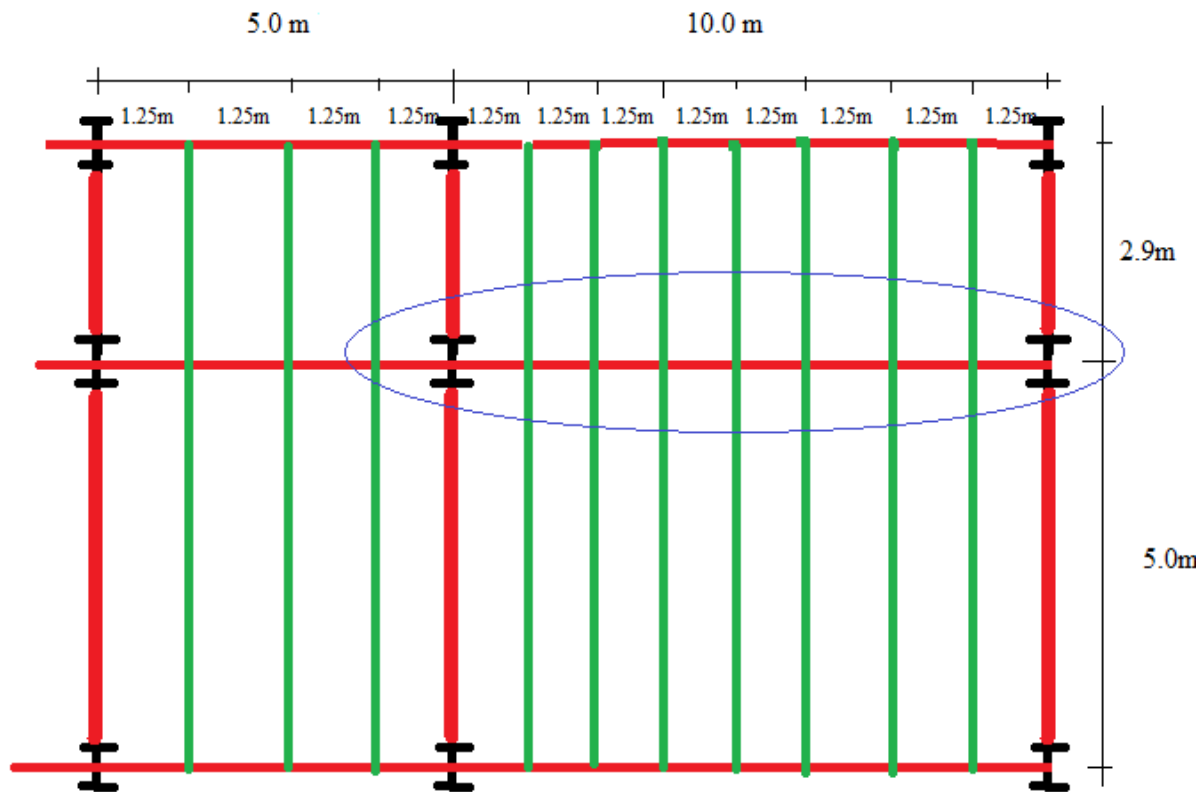


Figure III.2 : poutre principal de 10 m .

Prédimensionnement

Poutre de portée L=10 m

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

$$\frac{10000}{25} \leq h \leq \frac{10000}{15} \Rightarrow 400 \leq h \leq 666.66 \text{ On choisit un HEA500}$$

Tableau III.1 : Caractéristiques du profilés HEA500.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 450	155	197.5	490	300	23	86970	10370	3550	691.1	20.98	7.24

a. Phase de construction

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

Poids propre du profilé..... $g_p = 1.55 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Calcul des réactions des solives

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

$$L_{S1} = 5 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_{S2} = 2.9 \text{ m}$$

$$R_u = q_u \cdot L_{S1} / 2 + q_u \cdot L_{S2} / 2$$

$$R_s = q_s \cdot L_{S1} / 2 + q_s \cdot L_{S2} / 2$$

$$q_u = 6.722 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4.875 \text{ KN/m}$$

$$R_u = 6.722 \times 5 / 2 + 6.722 \times 2.9 / 2 = 26.552 \text{ KN}$$

$$R_s = 4.875 \times 5 / 2 + 4.875 \times 2.9 / 2 = 19.256 \text{ KN}$$

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

E.L U :

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

$$q_u = 1,35 \times [(3 + 0,15) \times 0,3 + 1,55] + 1,5 \times 0,75 \times 0,3$$

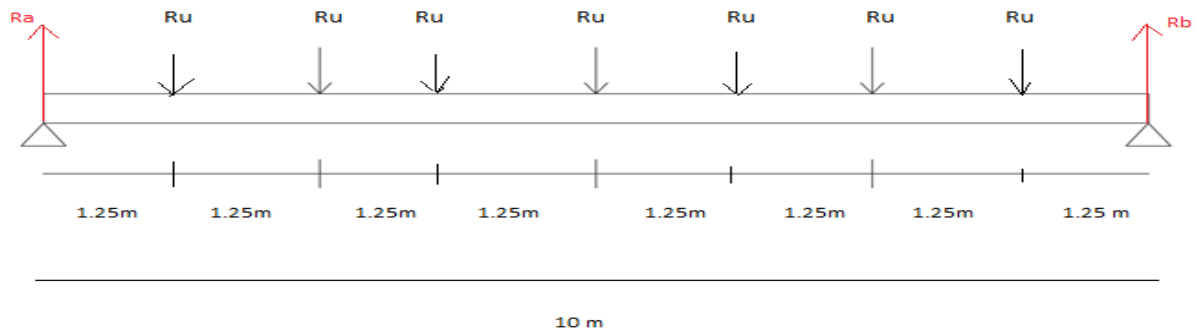
$$q_u = 3.7 \text{ kN/ml.}$$

E.L S :

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

$$q_{ser} = 1.55 + (3 + 0,15 + 0,75) \times 0,3$$

$$q_{ser} = 2.72 \text{ kN/m}$$



Vérifications

Moment fléchissant

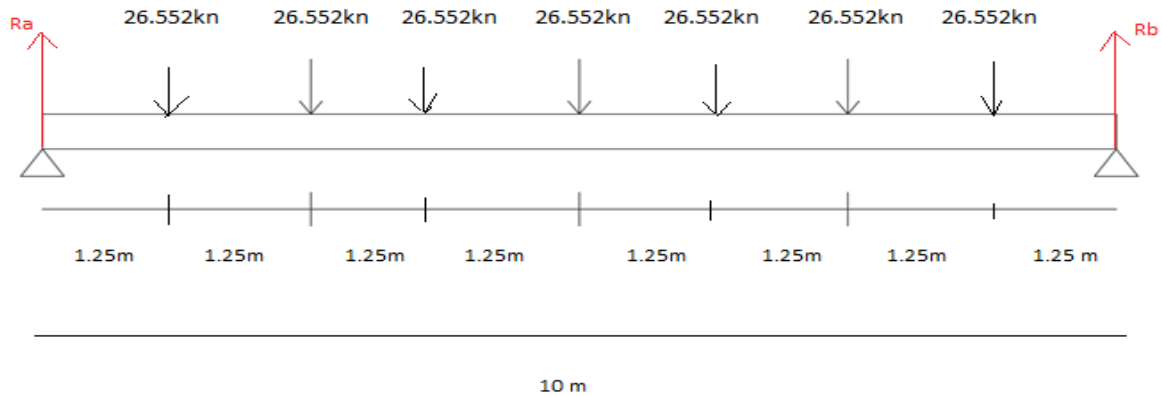
Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M_{(reaction)}$$

$$M_{SD} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{3.7 \times 10^3}{8} = 46.25 \text{ KN.m}$$

$M_{reaction}$:



$$\sum F_v = R_a + R_b + 7 \times 26.552$$

$$R_a + R_b = 185.864 \text{ KN}$$

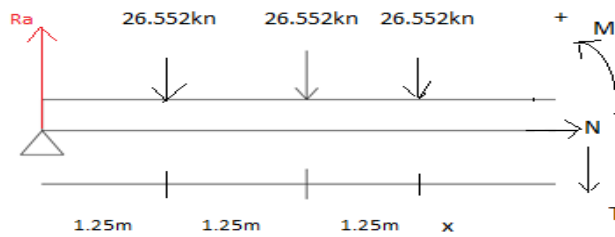
$$\sum M/a = 10R_b - 26,552(1.25 + 2.5 + 3.75 + 5 + 6.25 + 7.5 + 8.75)$$

$$R_a = 92.932 \text{ KN}$$

$$R_b = 92.932 \text{ KN}$$

Le moment max se trouve a mi-trave de la poutre donc $x = 5m$

Si $t = 5m$



$$M(5m) = 92.932x - 26.552(x-1.25) - 26.552(x-2.5) - 26.552(x-3.75)$$

$$= 265.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdt} = 46.25 + 265.52 = 311.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3550 \times 10^3 \times 235}{1} \times 10^{-6} = 834.250 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 311.77 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 834.250 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifier}$$

Effort tranchant

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

$$V_{sdt} = \frac{q \cdot L}{2} + V_{\text{(reactios)}}$$

$$V_{\text{reaction}} = R_a = R_b = 92.932 \text{ KN}$$

$$V_{sdt} = \frac{q \cdot L}{2} + V_{\text{(reactios)}} = \frac{3.7 \times 10}{2} + 92.932 = 111.432 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{7472 \times 235}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1013.78 \text{ kN}$$

$$V_{sdt} = 111.432 \text{ KN} < V_{plrd} = 1013.78 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

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

La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 10000/250 = 40 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_y} = 1.939 \text{ mm}$$

Puisqu'on a dans un cas où il y a 7 réactions dans une poutre de 10 m. On ne peut pas calculer avec les formules connues.

Alors on a calculé la déformation avec un logiciel 'rdm 6'

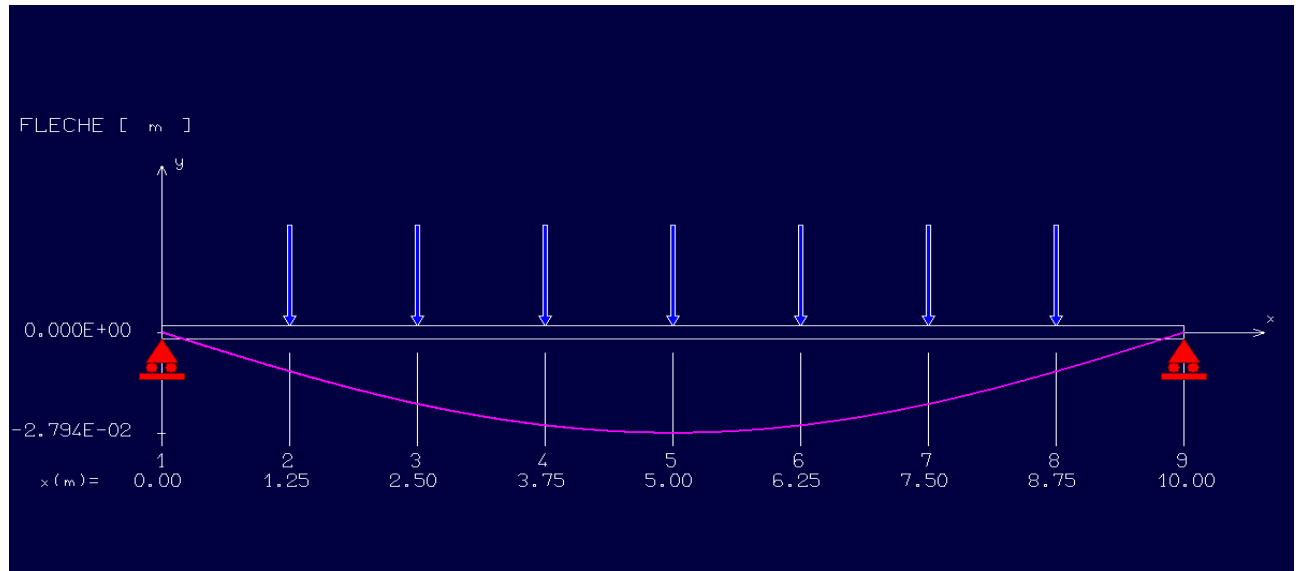


Figure III.3 : calcul de la flèche soumise dans la poutre par l' RDM6 .

$$f^2 = 27.94 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 29.879 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

b. Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

. Poids propre du profilé (IPE HEA500) $g_p = 1.55 \text{ KN/m}$.

. Charge permanente $G = 6.875 \text{ KN/m}^2$

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

$$L_{S1} = 5 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_{S2} = 2.9 \text{ m}$$

$$R_u = q_u \cdot L_{S1} / 2 + q_u \cdot L_{S2} / 2$$

$$R_s = q_s \cdot L_{S1} / 2 + q_s \cdot L_{S2} / 2$$

$$q_u = 13.586 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 9.925 \text{ KN/m}$$

$$R_u = 13.586 \times 5 / 2 + 13.586 \times 2.9 / 2 = 53.664 \text{ KN}$$

$$R_s = 9.925 \times 5 / 2 + 9.925 \times 2.9 / 2 = 39.204 \text{ KN}$$

E.L.U :

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

$$q_u = 1,35 \times [(6,875 \times 0,3) + 1,55] + (1,5 \times 1 \times 0,3)$$

$$q_u = 5,327 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G \times bs) + (Q \times bs)$$

$$q_{ser} = 1,55 + (6,875 \times 0,3) + 1 \times 0,3$$

$$q_{ser} = 3,913 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 10}{8} = 2,5 \text{ m} \\ e \leq 5 \text{ m} \end{cases} \quad b_{eff} = 2,5 \text{ m}$$

e: c est les escapement entre les poutres

Position de l'axe neutre plastique

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

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 2500 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2315,625 \text{ kN}$$

$$A_a = (490 - (2 \times 23)) \times 12 = 5328 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 235 \times 5328 \times 10^{-3} = 1189,476 \text{ kN}$$

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

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

$$M_{plrd} = 1189,476 \times \left[\frac{490}{2} + 120 - \left\{ \frac{1189,476}{2315,625} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 414,301 \text{ kNm}$$

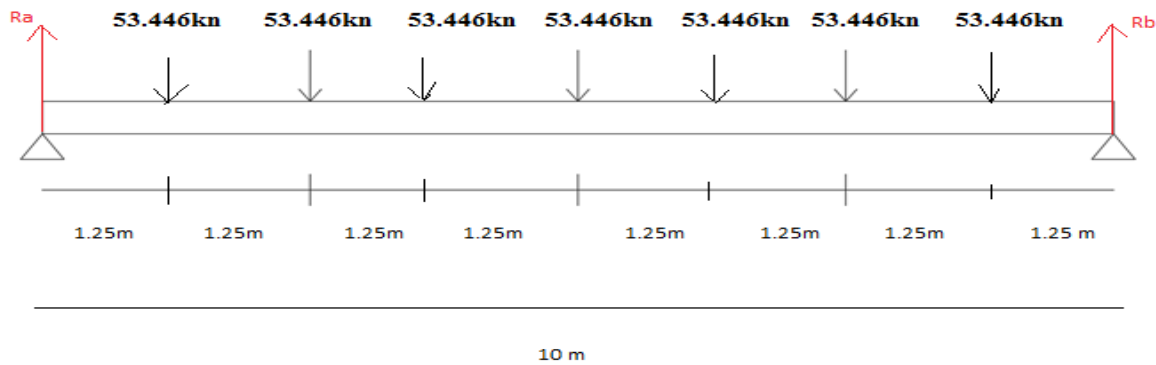
$$M_{plrd} = 414,301 \text{ kN.m}$$

Vérifications

Moment fléchissant

$$M_{SDt} = \frac{q \times L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

M (reaction) :



$$\sum F_v = R_a + R_b + 7 \times 53.664 \longrightarrow R_a + R_b = 375.648 \text{ KN}$$

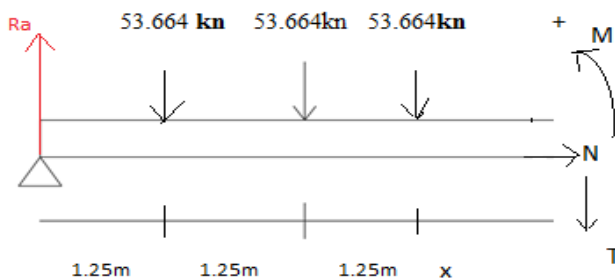
$$\sum M/a = 10 R_b - 53.664 (1.25 + 2.5 + 3.75 + 5 + 6.25 + 7.5 + 8.75)$$

$$R_a = 187.824 \text{ KN}$$

$$R_b = 187.824 \text{ KN}$$

Le moment max se trouve a mi-trave de la poutre donc $x = 5 \text{ m}$

Si $t = 5 \text{ m}$



$$M(5 \text{ m}) = 187.824 x - 53.664 (x - 1.25) - 53.664 (x - 2.5) - 53.664 (x - 3.75)$$

$$= 536.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.327 \cdot 10^2}{8} = 66.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdt} = 66.587 + 536.64 = 603.227 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdt} \leq M_{plrd} \quad \text{condition non verifier}$$

Dans ce cas en va dimensionner une poutre PRS qui va résiste ce moment

Méthode A

$$M_{sd}=603.227 \text{ KN.m}$$

Poids du PRS :

$$G_p=0.4\sqrt[5]{(M_{app}/F_Y)^2}=0.4\sqrt[5]{(603.227/235)^2}=74.98 \text{ KG/ml} = 0.75 \text{ KN/m}$$

Hauteur du profile :

$$H=\sqrt[5]{220(M'/F_Y)}-15=\sqrt[5]{220(615.88/235)}-15=682.307 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } M' = M_{sd}+1.35G_pL^2/8=603.227+1.35\times0.75\times10^2/8=615.88\text{KN.m}$$

$$\text{En prend } H=690 \text{ mm}$$

Hauteur de l'âme :

$$H_a=d = \text{entre } 0.98 H \text{ et } 0.99 H \longrightarrow \begin{cases} 676.2\text{mm} \\ 683.1\text{mm} \end{cases} \quad H_a=680\text{mm}$$

Epaisseur de l'âme :

$$E_a = \sup \begin{cases} 7 + 3H = 9.07 \text{ mm} \\ 0.006H_a = 4.08 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow E_a = 10 \text{ mm}$$

Largeur de la semelle :

$$B_s = \text{entre} \begin{cases} H/3=230 \text{ mm} \\ \text{et} \\ H/5=138 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow B_s = 200 \text{ mm}$$

Epaisseur de la semelle :

$$E_s = \frac{I_{yy}-I_a}{2B_s(\frac{H+H_a}{4})^2} = \frac{9.04\times10^8-2.62\times10^8}{2\times200(\frac{690+680}{4})^2} = 13.68 \text{ mm}$$

Avec :

$$I_{yy} = \frac{M' H}{F_y Z} \quad \text{et} \quad I_a = \frac{E_a \times H_a^3}{12} \longrightarrow E_s = 15 \text{ mm}$$

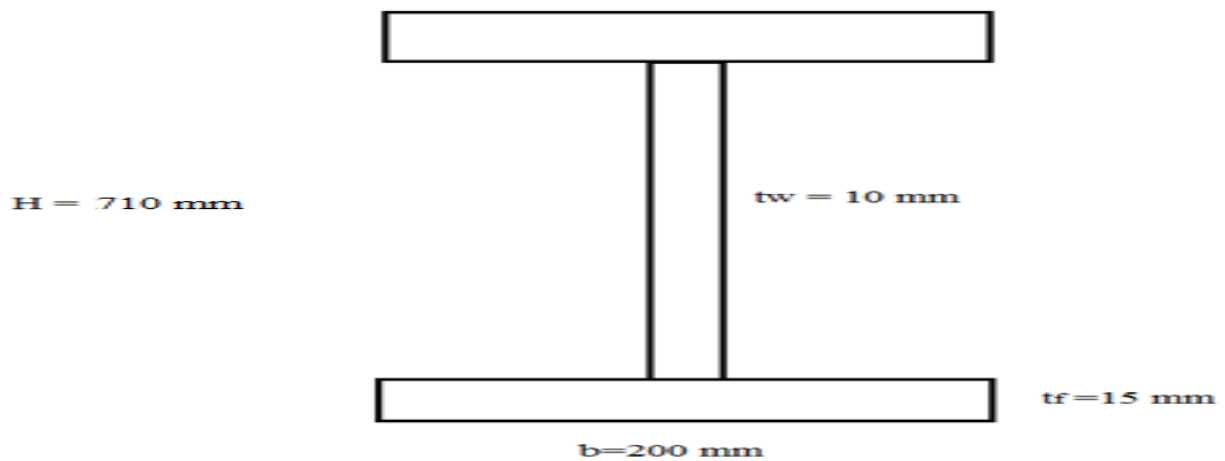


Figure : schéma de la poutre PRS .

Classification de la section

âme : $d/t_w = 710 / 10 = 71 \leq 72 \xi$ $\xi = \sqrt{\frac{F_y}{235}} = 1$

Donc : l'âme c'est class 1

Semelle : $C / t_f = [(200-10) / 2] / 15 = 6.33 \leq 9 \xi$

Donc : la semelle c'est class 1

Alor la section est class 1

$G_p = A \times f_{acier} = 12800 \times 10^{-6} \times 78.5 = 1.0048 \text{ KN/ml}$

Les vérifications

Position de l'axe neutre plastique

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

$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 2500 \times 65) \times 10^{-3} \Rightarrow$

$R_{\text{Béton}} = 2315.625 \text{ kN}$

$A_w = 710 - (2 \times 15) \times 10 = 6800 \text{ mm}^2$

$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times F_y \times A_w$

$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 6800 \times 10^{-3}$

$R_{\text{Acier}} = 1518.1 \text{ kN}$

$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$

Alor:

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

$$M_{plrd} = 1518.1 \times \left[\frac{710}{2} + 55 + 65 - \left\{ \frac{1518.1}{2315.6} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 688.75 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} h_a = 710 \text{ mm} \\ h_c = 65 \text{ mm} \\ h_p = 55 \text{ mm} \end{cases}$$

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (PRS) $g_p = 1 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G = 6.875 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

$$L_{S1} = 5 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_{S2} = 2.9 \text{ m}$$

$$R_u = q_u \cdot L_{S1} / 2 + q_u \cdot L_{S2} / 2$$

$$R_s = q_s \cdot L_{S1} / 2 + q_s \cdot L_{S2} / 2$$

Avec :

$$q_u = 13.586 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 9.925 \text{ KN /m}$$

$$R_u = 13.586 \times 5 / 2 + 13.586 \times 2.9 / 2 = 53.664 \text{ KN}$$

$$R_s = 9.925 \times 5 / 2 + 9.925 \times 2.9 / 2 = 39.204 \text{ KN}$$

E.L.U :

$$q_u = 1,35 * [(G * b_s) + g_p] + 1,5 * Q * b_s$$

$$q_u = 1,35 * [(6.875 * 0.2) + 1] + (1,5 * 1 * 0.2)$$

$$q_u = 3.506 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G \times b_s) + (Q \times b_s)$$

$$q_{ser} = 1 + (6.875 \times 0.2) + 1 \times 0.2$$

$$q_{ser} = 2.575 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{3.506 \times 10^2}{8} = 43.825 \text{ KN.m}$$

M(reaction) ne change pas c'est 536.64 KN.m

$$M_{SDt} = 580.465 \text{ KN.m}$$

$$M_{SDt} \leq M_{PL,rd} \quad \text{condition verifier}$$

Effort tranchant

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

$$V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} + V(\text{reaction})$$

$$V(\text{reaction}) = R_a = R_b = 187.824 \text{ KN}$$

$$\frac{q \cdot L}{2} = \frac{3.506 \cdot 10}{2} = 17.53 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 205.354 \text{ KN}$$

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

$$\text{Avec : } A_v = d \times t_w = 6800 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{6800 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \times 10^{-3} = 838.732 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition vérifier}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

Vérification de la rigidité (flèche)

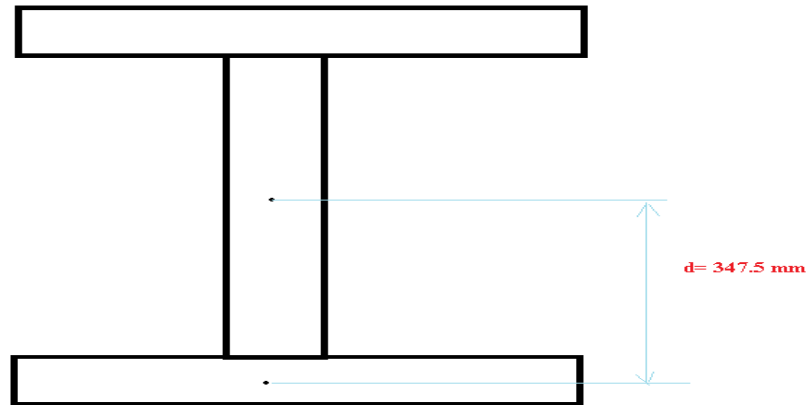
$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{12800}{2500 \times 65} = 0.078$$

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

$$I_a = 2 \left[I_{y1} + A \cdot d^2 \right] + I_{y2} = 3.35 \times 10^9 \text{ mm}^4$$



$$\begin{cases} h_c = 65\text{mm} \\ h_p = 55\text{mm} \\ h_a = 710\text{ mm} \end{cases}$$

$$I_c = \frac{12800 \times (65 + 2 \times 55 + 710)^2}{4(1 + 15 \times 0.078)} + \frac{2500 \times 65^3}{12 \times 15} + 3.35 \times 10^9$$

$$= 45.08 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

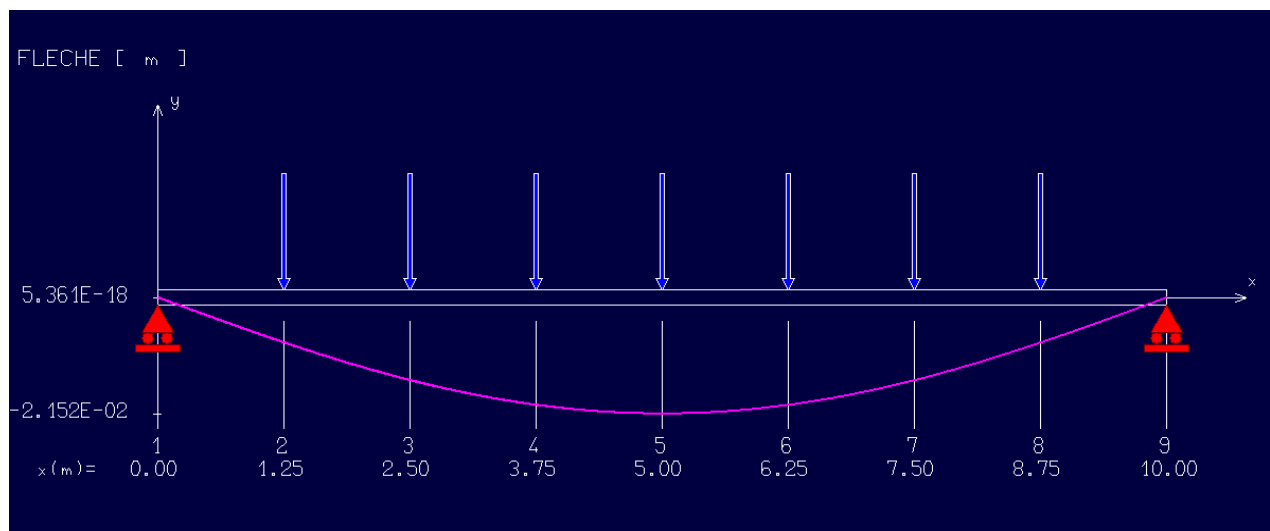
Il faut vérifier que :

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = 10000/250 = 40\text{mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_c} = 0.36 \text{ mm}$$

f^2 est calculer par un logiciel (rdm6) $f^2 = 21.52 \text{ mm}$



$$f^{\max} = f^1 + f^2 = 21.88 \text{ mm} \leq F_{adm} = 40 \text{ mm} \quad \text{condition vérifié}$$

Le déversement

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4 Néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, ont considéré que la poutre ne risque pas de se déverser

B.Poutre de portée L=5 m

Prédimensionnement

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{5000}{25} \leq h \leq \frac{5000}{15} \Rightarrow 200 \leq h \leq 333.333 \text{ On choisit un HEA300}$$

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilés HEA300.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 300	89.3	112.5	290	300	14	18260	6310	1260	420.6	12.74	7.49

a.Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (HEA300)g_p = 0.893 KN/m.
- . Charge permanenteG =6.875 KN/m²
- . Surcharge d'exploitationQ = 1 KN/m².

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 13.586 \text{ KN/ m} \\ q_s = 9.925 \text{ KN/m} \\ L_{s1} = 5 \text{ m} \\ L_{s2} = 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

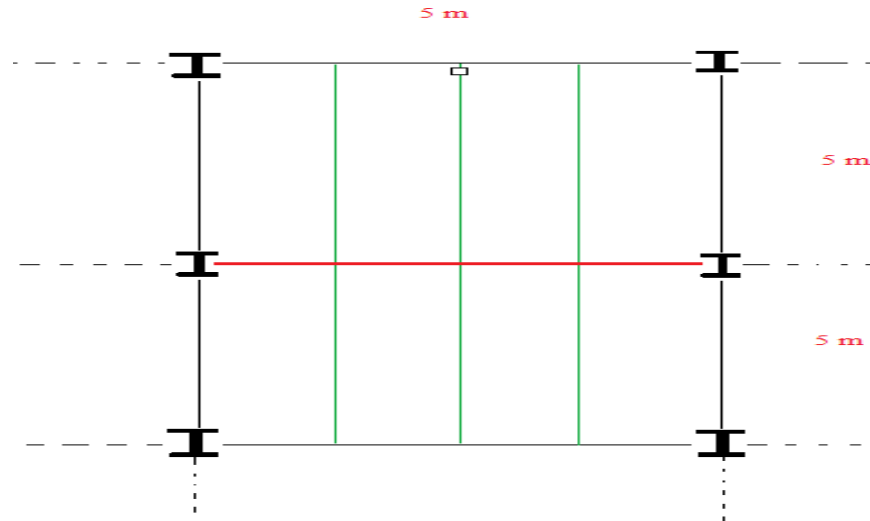


Figure III.4 : poutre principale de 5 m.

$$R_u = q_u \cdot L_{S1} / 2 + q_u \cdot L_{S2} / 2$$

$$R_s = q_s \cdot L_{S1} / 2 + q_s \cdot L_{S2} / 2$$

$$R_u = 13.586 \times 5 / 2 + 13.586 \times 5 / 2 = 67.93 \text{ KN}$$

$$R_s = 9.925 \times 5 / 2 + 9.925 \times 5 / 2 = 49.625 \text{ KN}$$

E.L.U :

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

$$q_u = 1,35 \times [(6.875 \times 0.3) + 0.893] + (1,5 \times 1 \times 0.3)$$

$$q_u = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G \times b) + (Q \times b)$$

$$q_{ser} = 0.893 + (6.875 \times 0.3) + (1 \times 0.3)$$

$$q_{ser} = 3.256 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \text{ m} \\ b_{eff} = 1.25 \text{ m} \\ e = 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre plastique

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

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1157.812 \text{ kN}$$

$$A_w = (290 - (2 \times 14)) \times 8.5 = 2227 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times F_y \times A_w$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 2227 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 497.177 \text{ Kn}$$

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

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

$$M_{plrd} = 497.177 \times \left[\frac{290}{2} + 120 - \left\{ \frac{497.177}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 124.8133 \text{ KN.m}$$

Vérifications

Moment fléchissant

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{4.44 \times 5^2}{8} = 13.875 \text{ KN.m}$$

$$M(\text{reaction}) = R_u \times L / 2 = 67.93 \times 5 / 2 = 169.825 \text{ KN.M}$$

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction}) = 13.875 + 169.825 = 183.7 \text{ KN.m}$$

$$M_S \leq M_{PL,rd} \text{ condition non vérifier}$$

En augment la section : HEA 360

Tableau III.3 : caractéristiques du profilé HEA360 .

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 360	112	147.8	350	300	17.5	33090	7887	1891	525.8	15.22	7.43

Les charges deviens :

. Poids propre du profilé (**HEA360**)g_p = 1.12 KN/m.

. Charge permanenteG = 6.875 KN/m²

. Surcharge d'exploitationQ = 1 KN/m².

E.L.U :

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

$$q_u = 1,35 \times [(6.875 \times 0.3) + 1.12] + (1,5 \times 1 \times 0.3)$$

$$q_u = 4.74 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G \times b) + (Q \times b)$$

$$q_{ser} = 1.12 + (6.875 \times 0.3) + (1 \times 0.3)$$

$$q_{ser} = 3.48 \text{ Kn/ml.}$$

Position de l'axe neutre plastique ^[5]:

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

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1157.812 \text{ kN}$$

$$A_w = (350 - (2 \times 17.5)) \times 10 = 3150 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times F_y \times A_w$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 3150 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 703.225 \text{ Kn}$$

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

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

$$M_{plrd} = 703.225 * \left[\frac{350}{2} + 120 - \left\{ \frac{703.225}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] * 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 195.225 \text{ kN.m}$$

Vérifications

Moment fléchissant

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{4.74 \times 5^2}{8} = 14.812 \text{ KN.m}$$

$$M(\text{reaction}) = R_u \times L / 2 = 67.93 \times 5 / 2 = 169.825 \text{ KN.M}$$

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction}) = 14.812 + 169.825 = 184.637 \text{ KN.m}$$

$$M_{SD} = 184.637 \text{ kn.m} \leq M_{PL,rd} = 195.225 \text{ kN.m}$$

condition vérifier

Effort tranchants

$$V_{sdt} = \frac{q \cdot L}{2} + V(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L}{2} = \frac{4.74 \times L}{2} = 11.85 \text{ KN}$$

$$V(\text{reaction}) = \frac{3Ru}{2} = \frac{3 \times 67.93}{2} = 101.895 \text{ KN}$$

$$V_{sdt} = \frac{q \cdot L}{2} + V(\text{reaction}) = 113.745 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 4896 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 664.276 \text{ KN}$$

$$V_{sdt} \leq V_{plrd} \quad \text{condition vérifié}$$

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

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

La rigidité

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{14780}{1250 \times 65} = 0.18$$

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

$$I_c = \frac{14780 \times (65 + 2 \times 55 + 350)^2}{4(1 + 15 \times 0.18)} + \frac{1250 \times 65^3}{12 \times 15} + 33090 \times 10^4 = 6.08 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que :

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = 5000/250 = 20 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E \cdot I_c} = 0.221 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \frac{R_s \cdot L^3}{E \cdot I_c} = 2.403 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0.221 + 2.403 = 2.62 \text{ mm} \leq F_{adm} = 20 \text{ mm} \quad \text{condition vérifié}$$

III.5.2 Poutre principale du plancher courant (bureaux paysagers)

Poutre de portée L=10 m

Prédimensionnement

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{10000}{25} \leq h \leq \frac{10000}{15} \Rightarrow 400 \leq h \leq 666.66 \text{ On choisit un IPE 600}$$

Tableau. Caractéristiques du profilé IPE600.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 600	122	156	600	220	19	92080	3387	3512	485.6	24.3	4.66

Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (IPE 600)g_p = 1.22 KN/m.
- . Charge permanenteG =5.59 KN/m²
- . Surcharge d'exploitationQ = 3.5 KN/m².

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{qu = 16.483 \text{ KN /m}} \\ \mathbf{qs = 11.72 \text{ KN/m}} \\ \text{Ls1= 5 m} \\ \text{Ls2=2.9m} \end{array} \right.$$

$$Ru = qu.L_{S1} / 2 + qu.L_{S2} / 2$$

$$Rs = qs.L_{S1} / 2 + qs.L_{S2} / 2$$

$$Ru = 16.483 \times 5 / 2 + 16.483 \times 2.9 / 2 = \mathbf{65.107 \text{ KN}}$$

$$Rs = 11.72 \times 5 / 2 + 11.72 \times 2.9 / 2 = \mathbf{46.3 \text{ KN}}$$

E.L.U :

$$q_u = 1,35 \times [(G \times 0.22) + g_p] + 1,5 \times Q \times 0.22$$

$$q_u = 1,35 \times [(5.59 \times 0.22) + 1.22] + (1,5 \times 3.5 \times 0.22)$$

$$\mathbf{q_u = 4.462 \text{ KN/ml.}}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G \times 0.22) + (Q \times 0.22)$$

$$q_{ser} = 1.22 + (5.59 \times 0.22) + (3.5 \times 0.22)$$

$$q_{ser} = 3.22 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 10}{8} = 2.5 \text{ m} \\ b_{eff} = 2.5 \text{ m} \\ e = 5 \text{ m} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \text{ avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0.57 \times 25 \times 2500 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2315.625 \text{ kN}$$

$$A_a = (600 - (2 \times 19)) \times 12 = 6744 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 6744 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 1505.6 \text{ kN}$$

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

$$M_{plrd} = 1505.6 \times \left[\frac{600}{2} + 120 - \left\{ \frac{1505.6}{2315.625} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 600.537 \text{ kNm}$$

$$M_{plrd} = 600.537 \text{ kN.m}$$

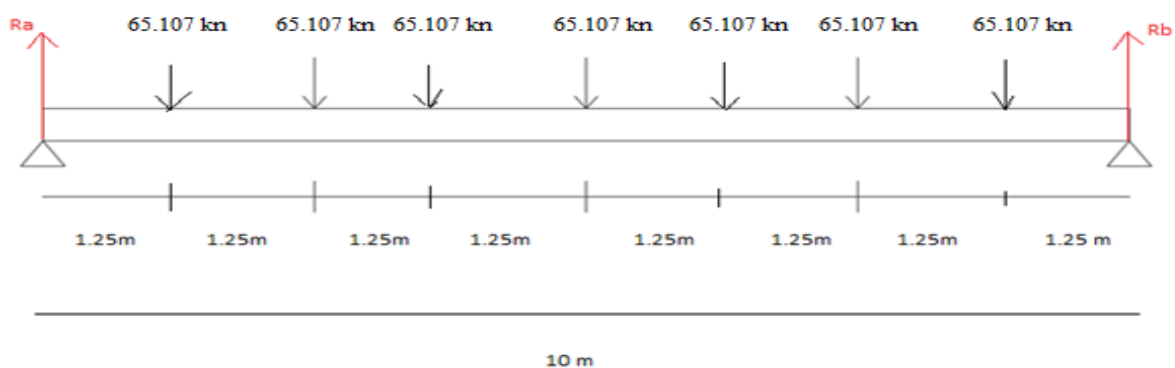
Vérifications

Moment fléchissant

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{4.462 \times 10^2}{8} = 55.775 \text{ KN.m}$$

M(reaction)



$$\sum F_v = R_a + R_b + 7 \times 65.107 \longrightarrow R_a + R_b = 455.75 \text{ KN}$$

$$\sum M/a = 10Rb - 65.107 (1.25+2.5+3.75+5+6.25+7.5+8.75)$$

$$Ra = 227.87 \text{ KN}$$

$$Rb = 227.87 \text{ KN}$$

$$M(5m) = 227.87x - 65.107 (x-1.25) - 65.107 (x-2.5) - 65.107 (x-3.75)$$

$$= 1139.35 - 488.3025 = 651.0475 \text{ KN.m}$$

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction}) = 55.775 + 651.0475 = 706.8225 \text{ KN.m}$$

$$M_{SD} \leq M_{PL,rd} \quad \text{condition non vérifier}$$

Dans ce cas on va dimensionner une poutre PRS qui va résister ce moment

Méthode A

$$M_{sd} = 706.83 \text{ KN.m}$$

Poids du PRS :

$$G_p = 0.4 \sqrt{(M_{app}/FY)^2} = 0.4 \sqrt{(706.83/235)^2} = 83.347 \text{ KG/ml} = 0.83 \text{ KN/m}$$

Hauteur du profile :

$$H = \sqrt[3]{220(M'/FY)} - 15 = \sqrt[3]{220(717.248/235)} - 15 = 725.6 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } M' = M_{sd} + 1.35 G_p L^2 / 8 = 706.83 + 1.35 \times 0.8334 \times 10^2 / 8 = 717.248 \text{ KN.m}$$

$$\text{En prend} \quad H = 730 \text{ mm}$$

Hauteur de l'âme :

$$H_a = d = \text{entre } 0.98 H \text{ et } 0.99 H \longrightarrow \begin{cases} 715.4 \\ 722.7 \end{cases} \quad H_a = 720 \text{ mm}$$

Epaisseur de l'âme :

$$E_a = \sup \begin{cases} 7 + 3H = 9.19 \text{ mm} \\ 0.006 H_a = 4.32 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow E_a = 10 \text{ mm}$$

Largeur de la semelle :

$$B_s = \text{entre} \quad \text{et} \quad \begin{cases} H/3 = 243.33 \text{ mm} \\ H/5 = 146 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow B_s = 200 \text{ mm}$$

Epaisseur de la semelle :

$$E_s = \frac{I_{yy} - I_a}{2Bs \left(\frac{H + H_a}{4} \right)^2} = \frac{1.0989 \times 10^9 - 3.1104 \times 10^8}{2 \times 200 \left(\frac{720 + 720}{4} \right)^2} = 14.99 \text{ mm}$$

Avec :

$$I_{yy} = \frac{M_t}{F_y} \frac{H}{2} \quad \text{et} \quad I_a = \frac{Ea \times H a^3}{12}$$

$$E_s = 15 \text{ mm}$$

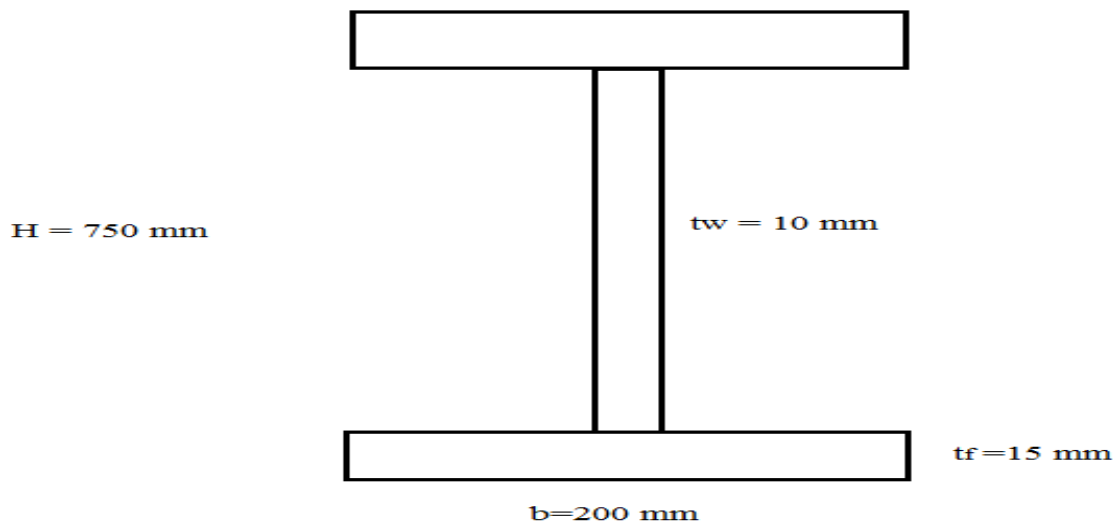


Figure : schéma de la poutre PRS .

Classification de la section

âme :

$$d/t_w = 720 / 10 = 72 \leq 72 \xi \quad \xi = \sqrt{\frac{F_y}{235}} = 1$$

Donc l'âme c'est class 1

Semelle

$$C / t_f = \left[(200 - 10) / 2 \right] / 15 = 6.33 \leq 9 \xi$$

Donc la semelle c'est class 1

Alor la section est class 1

$$G'p = A \times f_{acier} = 13200 \times 10^{-6} \times 78.5 = 1.0362 \text{ KN/ml}$$

La vérification

Position de l'axe neutre plastique ^[5]:

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

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 2500 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2315.625 \text{ kN}$$

$$A_w = 750 - (2 \times 15) \times 10 = 7200 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times F_y \times A_w$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 7200 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 1607.4 \text{ kN}$$

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

Alor:

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

$$h_a = 750 \text{ mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 1607.4 \times \left[\frac{750}{2} + 55 + 65 - \left\{ \frac{1607.4}{2315.6} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 759.399 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} h_a = 750 \text{ mm} \\ h_c = 65 \text{ mm} \\ h_p = 55 \text{ mm} \end{cases}$$

Les charges de la phase finale sont :

. Poids propre du profilé (PRS) $g_p = 1.0362 \text{ KN/m}$.

. Charge permanente $G = 5.59 \text{ KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = 16.483 \text{ KN /m}$$

$$q_s = 11.72 \text{ KN/m}$$

$$L_{s1} = 5 \text{ m}$$

$$L_{s2} = 2.9 \text{ m}$$

$$R_u = q_u \cdot L_{s1} / 2 + q_u \cdot L_{s2} / 2$$

$$R_s = q_s \cdot L_{s1} / 2 + q_s \cdot L_{s2} / 2$$

$$R_u = 16.483 \times 5 / 2 + 16.483 \times 2.9 / 2 = 65.107 \text{ KN}$$

$$R_s = 11.72 \times 5 / 2 + 11.72 \times 2.9 / 2 = 46.3 \text{ KN}$$

E.L.U:

$$q_u = 1.35 \times [(G \times 0.2) + g_p] + 1.5 \times Q \times 0.2$$

$$q_u = 1.35 \times [(5.59 \times 0.2) + 1.0362] + (1.5 \times 3.5 \times 0.2)$$

$$q_u = 3.958 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S:

$$q_{ser} = g_p + (G \times 0.2) + (Q \times 0.2)$$

$$q_{ser} = 1.0362 + (5.59 \times 0.2) + (3.5 \times 0.2)$$

$$q_{ser} = 2.8542 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{3.958 \cdot 10^2}{8} = 49.475 \text{ KN.m}$$

M(reaction) ne change pas c'est 651.0475 KN.m

$$MSDt = 700.522 \text{ KN.m}$$

$$M_{SDt} \leq M_{PL,rd} \quad \text{condition verifier}$$

Effort tranchant

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

$$V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} + V(\text{reaction})$$

$$V(\text{reaction}) = R_a = R_b = 227.87 \text{ KN}$$

$$\frac{q \cdot L}{2} = \frac{3.958 \cdot 10}{2} = 19.79 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 247.66 \text{ KN}$$

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

$$\text{Avec : } A_v = d \times t_w = 7200 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{7200 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \times 10^{-3} = 888.07 \text{ kN} \quad V_{sd} \leq V_{plrd} \quad \text{Condition vérifier}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

Vérification de la rigidité (flèche)

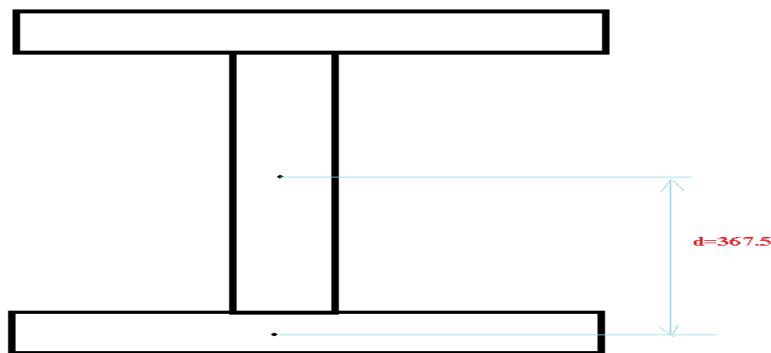
$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{13200}{2500 \times 65} = 0.081$$

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

$$I_a = 2(I_{y1} + A \cdot d^2) + I_{y2} = 3.938 \times 10^9 \text{ mm}^4$$



$$\begin{cases} h_c = 65 \text{ mm} \\ h_p = 55 \text{ mm} \\ h_a = 750 \text{ mm} \end{cases}$$

$$I_c = \frac{13200 \times (65 + 2 \times 55 + 750)^2}{4(1 + 15 \times 0.081)} + \frac{2500 \times 65^3}{12 \times 15} + 3.938 \times 10^9$$

$$= 52.16 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

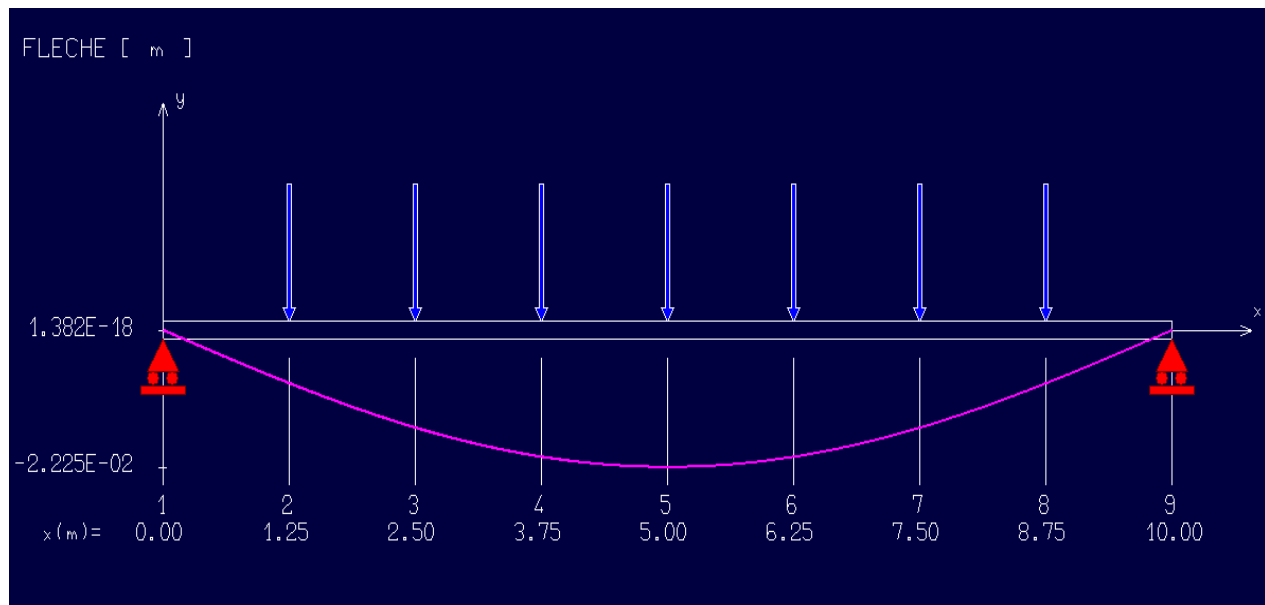
Il faut vérifier que :

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = 10000/250 = 40 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_c} = 0.339 \text{ mm}$$

f^2 est calculer par un logiciel (rdm6) $f^2 = 22.25 \text{ mm}$



$$f^{\max} = f^1 + f^2 = 0.339 + 22.25 = 22.589 \text{ mm} \leq F_{adm} = 40 \text{ mm} \quad \text{condition verifie}$$

Le déversement

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4. Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

Poutre de portée L=5 m

Prédimensionnement

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{5000}{25} \leq h \leq \frac{5000}{15} \Rightarrow 200 \leq h \leq 333.33$$

On choisit un **HEA 300**

Tableau. Caractéristiques des profilés **HEA 300**.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 300	89.3	112.5	290	300	14	18260	6310	1260	420.6	12.74	7.49

Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (HEA 300) $g_p = 0.893 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G = 5.59 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

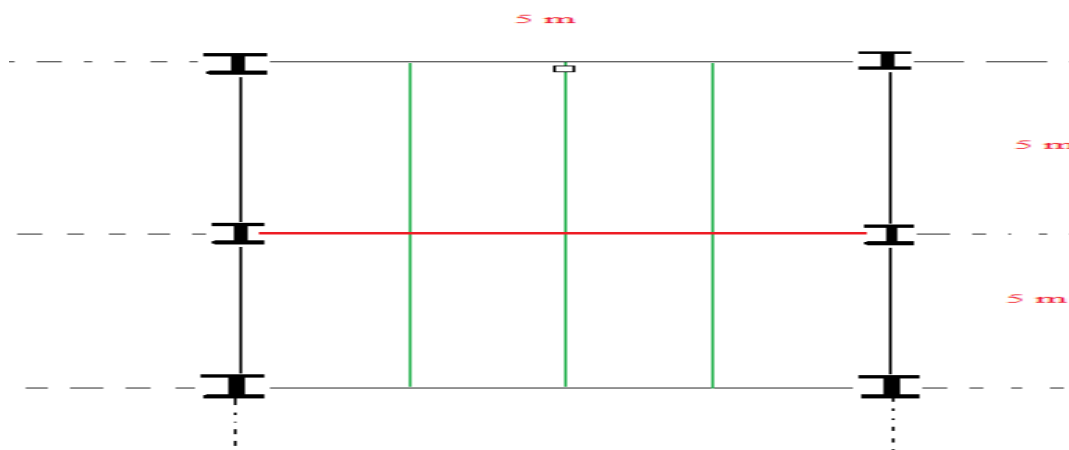
$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 16.483 \text{ KN/m} \\ q_s = 11.72 \text{ KN/m} \\ L_{s1} = 5 \text{ m} \\ L_{s2} = 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$R_u = q_u \cdot L_{s1} / 2 + q_u \cdot L_{s2} / 2$$

$$R_s = q_s \cdot L_{s1} / 2 + q_s \cdot L_{s2} / 2$$

$$R_u = 16.483 \times 5 / 2 + 16.483 \times 5 / 2 = 82.415 \text{ KN}$$

$$R_s = 11.72 \times 5 / 2 + 11.72 \times 5 / 2 = 58.6 \text{ KN}$$



E.L.U :

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

$$q_u = 1,35 \times [(5.59 \times 0.3) + 0.893] + (1,5 \times 3.5 \times 0.3)$$

$$q_u = 5.0445 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G \times b) + (Q \times b)$$

$$q_{ser} = 0.893 + (5.59 \times 0.3) + (3.5 \times 0.3)$$

$$q_{ser} = 3.62 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \text{ m} \\ e = 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = 1.25 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre plastique [5]:

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

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1157.812 \text{ kN}$$

$$A_w = (290 - (2 \times 14)) \times 8.5 = 2227 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times F_y \times A_w$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 2227 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 497.177 \text{ kN}$$

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

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

$$M_{\text{plrd}} = 497.177 \times \left[\frac{290}{2} + 120 - \left\{ \frac{497.177}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{\text{plrd}} = 124.8133 \text{ kN.m}$$

Vérifications

Moment fléchissant

$$M_{\text{SDt}} = \frac{q + L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

$$\frac{q + L^2}{8} = \frac{5.044 \times 5^2}{8} = 15.762 \text{ KN.m}$$

$$M(\text{reaction}) = R_u \times L / 2 = 82.415 \times 5 / 2 = 206.0375$$

$$M_{\text{SDt}} = \frac{q + L^2}{8} + M(\text{reaction}) = 15.762 + 206.0375 = 221.799 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{SD}} \leq M_{\text{PL,rd}} \text{ condition non vérifier}$$

Donc en augment la section HEA400

Tableau. Caractéristiques du profilés **HEA 400**.

Désignat ion	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA400	125	159	390	300	19	45070	8564	2311	570.9	16.84	7.34

. Poids propre du profilé (**HEA 400**)g_p = 1.25 KN/m.

. Charge permanenteG =5.59 KN/m²

. Surcharge d'exploitationQ = 3.5 KN/m². **E.L.U :**

E.L.u :

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

$$q_u = 1,35 \times [(5.59 \times 0.3) + 1.25] + (1,5 \times 3.5 \times 0.3)$$

$$q_u = 5.526 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G \times b) + (Q \times b)$$

$$q_{ser} = 1.25 + (5.59 \times 0.3) + (3.5 \times 0.3)$$

$$q_{ser} = 3.977 \text{ kN/ml.}$$

Position de l'axe neutre plastique :

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

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1157.812 \text{ Kn}$$

$$A_w = (390 - (2 \times 19)) \times 11 = 3872 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times F_y \times A_w$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 3872 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 864.424$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier rd}}$$

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

$$M_{plrd} = 864.424 \times \left[\frac{290}{2} + 120 - \left\{ \frac{864.424}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} \rightarrow M_{plrd} = 251.318 \text{ kN.m}$$

Vérifications

Moment fléchissant

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.526 \times 5^2}{8} = 17.268 \text{ KN.m}$$

$$M(\text{reaction}) = R_u \times L / 2 = 82.415 \times 5 / 2 = 206.0375$$

$$M_{SDt} = \frac{q \cdot L^2}{8} + M(\text{reaction}) = 17.268 + 206.0375 = 223.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{SD} = 223.30 \text{ KN.m} \leq M_{PL,rd} = 251.318 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifié}$$

Effort tranchants

$$V_{sdt} = \frac{q \cdot L}{2} + V(\text{reaction})$$

$$\frac{q \cdot L}{2} = \frac{5.526 \cdot L}{2} = 13.815 \text{ KN}$$

$$V(\text{reaction}) = \frac{3R_u}{2} = \frac{3 \cdot 82.415}{2} = 123.623$$

$$V_{sdt} = \frac{q \cdot L}{2} + V(\text{reaction}) = 137.438 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 5733 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 777.830 \text{ KN}$$

$$V_{sdt} \leq V_{plrd} \quad \text{condition vérifié}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

La rigidité :

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{15900}{1250 \times 65} = 0.195$$

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

$$I_c = \frac{15900 \times (65 + 2 \times 55 + 390)^2}{4(1 + 15 \times 0.195)} + \frac{1250 \times 65^3}{12 \times 15} + 45070 \times 10^4 = 7.758 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que :

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = 5000/250 = 20 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{EI_c} = 0.198 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \frac{R_s L^3}{EI_c} = 2.2246 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0.198 + 2.225 = 2.42 \text{ mm} \leq F_{adm} = 20 \text{ mm} \quad \text{condition vérifié}$$

Conclusion

Plancher tirasse

Solives et poutres secondaire..... IPE 100

Poutres principales de 10 mPRS

$$\left\{ \begin{array}{l} H=710 \text{ mm} \\ B= 200 \text{ mm} \\ t_f=15 \text{ mm} \\ t_w=10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Poutres principales de 5m HEA 360

Plancher courants

Solives et poutres secondairesIPE 270

Poutres principales de 10 mPRS

$$\left\{ \begin{array}{l} H=750 \\ B=200 \\ t_f=15 \text{ mm} \\ t_w=10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Poutres principales de 5mHEA 400

Tableau III.4 : les vérifications des éléments de la structure .

Niveux	Élément	les sollicitations	les admissibles	condition	le choix
plancher terrace	solive + poutre secondaire	$V_{sd}=16.805 \text{ kn}$	$V_{plrd} = 62.68 \text{ kn}$	vérifier	IPE100
		$M_{sd}=21.006 \text{ kn.m}$	$M_{plrd} = 37.677 \text{ kn.m}$	vérifier	
		$F= 9.446\text{mm}$	$F_{adm} = 20 \text{ mm}$	vérifier	
	poutre pricipale de 10 m	$V_{sd}=205.354 \text{ kn}$	$V_{plrd}=838.732 \text{ kn}$	vérifier	PRS
		$M_{sd}=580.46 \text{ kn.m}$	$M_{plrd}=688.75\text{kn.m}$	vérifier	
		$F= 21.88 \text{ mm}$	$F_{adm}= 40 \text{ mm}$	vérifier	
	poutre principale de 5 m	$V_{sd} =113.745 \text{ kn}$	$V_{plrd}=664.276 \text{ kn}$	vérifier	HEA360
		$M_{SD}=184.64\text{kn.m}$	$M_{plrd}=195.22 \text{ kn.m}$	vérifier	
		$F = 2.62 \text{ mm}$	$F_{adm} = 20 \text{ mm}$	vérifier	
plancher corrants	solives + poutre secondaire	$V_{sd}= 43.55\text{kn}$	$V_{plrd} = 300.38 \text{ kn}$	vérifier	IPE270
		$M_{sd} =51.509\text{kn.m}$	$M_{plrd}=89.98\text{kn.m}$	vérifier	
		$F = 2.62 \text{ mm}$	$F_{adm} = 20 \text{ mm}$	vérifier	
	poutre pricipale de 10 m	$M_{sd}=700.52\text{kn.m}$	$M_{plrd}=759.4 \text{ kn.m}$	vérifier	PRS
		$V_{sd}=247.66 \text{ kn}$	$V_{plrd}=888.07 \text{ kn}$	vérifier	
		$F=22.59 \text{ mm}$	$F_{adm} = 40 \text{ mm}$	vérifier	
	poutre principale de 5 m	$M_{sd}=223.3 \text{ kn.m}$	$M_{plrd}=251.32 \text{ kn.m}$	vérifier	HEA400
		$V_{sd}=137.44 \text{ kn}$	$V_{plrd} =777.83 \text{ kn}$	vérifier	
		$F=2.42 \text{ mm}$	$F_{adm}= 20\text{mm}$	vérifier	

III.6. calcul des poteaux

III.6.1 Introduction

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

Le prédimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression

axial (flambement simple) suivant l'Eurocode 3 Partie1-1.

III.6.2 Le poteau central (le plus sollicité)

Surface qui revient au poteau est :

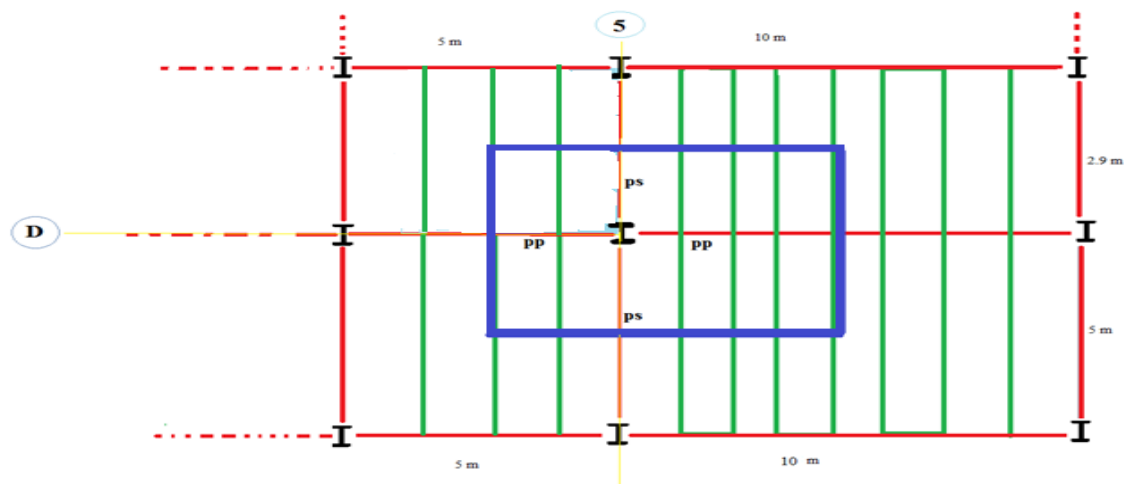


Figure III.6.1 : le poteau le plus sollicité .

$$S_p = 29.625\text{m}^2$$

La Descente des charges

$$G = (G_{(terr,co)} \times s_1) + (g_{pp} \times L_p) + (g_{solive} \times L_s)$$

Avec :

$G_{(terr,co)}$: charge de plancher terrasse ou courant . S_1 : surface reprise par le poteau
 g_{pp} : poids propre de la poutre principale. L_p : longueur de la poutre principale
 g_{ps} : poids propre de la solive. L_s : longueur des solives

Dans notre cas on a une poutre principale de 5 m PRS et une poutre principale de 2.5 m HEA400 dans étage courant et HEA360 dans la terrasse et 6 solives de 3.95 m avec IPE 270 dans plancher courants et IPE 100 dans la terrasse .

la poutre principale du plancher terrasse inaccessible : $\begin{cases} \text{HEA360} \dots \dots \dots g_{pp} = 1.12\text{KN/m} \\ \text{PRS} \dots \dots \dots g_{pp} = 1.0048 \end{cases}$

solive du plancher terrasse inaccessible : IPE 100..... $g_{ps} = 0.081 \text{ KN/m}$

la poutre principale du plancher courant: $\begin{cases} \text{HEA400} \dots \dots \dots g_{pp} = 1.25 \text{ KN/m} \\ \text{PRS} \dots \dots \dots g_{pp} = 1.0362\text{KN/m} \end{cases}$

solive du plancher courant : IPE 270 $g_{ps} = 0.361 \text{ KN/m}$

solive du plancher courant : **IPE 270**..... $g_{ps} = 0.361 \text{ KN/m}$

$G_{terr}=6,875 \text{ KN/m}^2$; $G_{co}=5,59 \text{ KN/m}^2$; $Q_{terr} = 1\text{kN/m}^2$; $Q_{co} = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Exemple de calcule :

$G_t = (G_{(terr,co)} \times s_1) + (g_{pp} \times L_p) + (g_{solive} \times L_s)$

$(6.875 \times 29.625) + (1.12 \times 2.5) + (1.0048 \times 5) + 7(0.081 \times 3.95) = 213.735 \text{ KN}$

$Q_t = 1 \times 29.625 = 29.625 \text{ KN}$

$G_{8eme} = G_8 + G_t = [(5.59 \times 29.625) + (1.25 \times 2.5) + (1.0362 \times 5) + 7(0.361 \times 3.95)] + 213.735 = 397.63 \text{ kn}$

$Q_{8eme} = Q_8 + Q_t = [3.5 \times 29.625 + 29.625] = 133.3 \text{ kn}$

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Section de classe 1 : $N_{crd} = N_{plrd}$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Tableaux III.6.1 : calcul d'aire des poteaux .

	G kN	QkN/m	Q kN	G(cumuler)	Q(cumuler)	Nu	A cm²
Terrasse	213.735	1	29.62	213.735	29.62	332.97	14.16
8eme	183.891	3.5	103.68	397.626	133.3	736.74	31.35
7eme	183.891	3.5	103.68	581.517	156.255	1019.43	43.38
6ème	183.891	3.5	103.68	765.408	242.902	1397.65	59.47
5 ème	183.891	3.5	103.68	949.299	319.818	1761.28	74.95
4ème	183.891	3.5	103.68	1133.19	385.092	2107.44	89.68
3ème	183.891	3.5	103.68	1317.081	440.635	2439.01	103.79
2ème	183.891	3.5	103.68	1500.97	494.934	2768.71	117.82
1ème	183.891	3.5	103.68	1684.863	584.566	1351.41	134.10

	A cm2	Profile
Terrasse	14.16	HEA100
8ème	31.35	HEA140
7ème	43.38	HEA180
6ème	59.47	HEA220
5ème	74.95	HEA240
4ème	89.68	HEA280
3ème	103.79	HEA300
2ème	117.82	HEA320
1er	134.10	HEA360

III.6.3 Vérification des poteaux

Vérification du flambement

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

Il faut vérifier que :

$$\text{avec } X = \min \{ X_y ; X_z \} \leq 1 \quad N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Méthode de calcul

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

Classification de la section de profilé

Détermination de la classe de la semelle

Supérieure

$$c = [(350 / 2) - (10 / 2) - 27] = 143 \text{ mm}$$

$$t_f = 19 \text{ mm}$$

$$c / t_f = 143 / 17.5 = 8.17 < 15 \xi$$

$$(\xi = [235 / f_y]^{0.5} = 1)$$

Conclusion : La semelle est de **classe 3**.

Détermination de la classe de l'âme du profilé

$$d = 300 - 2 \cdot (17.5 + 27) = 211 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$d / t_w = 211 / 10 = 21.1 < 33. \zeta$$

Conclusion : L'âme du profilé est de **classe 1**.

Le profilé de section HEA 360 est de classe 3.

Vérification de flambements

il faut que $N_{sd} \leq \chi_y N_{plrd}$

$$N_{sd} \leq \chi_z N_{plrd}$$

N_{CR} : résistance de la section transversale à la compression

$A = 159 \text{ cm}^2$: section du profilé

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$: limite d'élasticité

l_f : longueur de flambement

$$L_{fy} = 0.5 l_0 = 0.5 \times 4.05 = 2025 \text{ m}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$$

$$N_{plr} = A \times f / \gamma = 14280 \times 235 = 3355800 \text{ N}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \times E \times I_y / L_y^2$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \times E \times I_y / L_y^2 = \pi^2 \cdot 2100000 \cdot 33090 \times 10^4 / 2025^2 = 16.72 \times 10^8 \text{ N}$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \times E \times I_z / L_z^2 = \pi^2 \times 2100000 \times 7887 \times 10^4 / 2025^2 = 3.98 \times 10^8 \text{ N}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{3355800}{16.72 \times 10^8}} = 0.045$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{3355800}{3.98 \times 10^8}} = 0.092$$

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

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Choix de la courbe de flambement

$$\left\{ \begin{array}{l} h / b = 350 / 300 = 1.16 < 1.2 \\ t_f = 17.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\alpha_y = 0.34 \Rightarrow$ Courbe b

$\alpha_z = 0.49 \Rightarrow$ Courbe c

$\Phi_Y = 0.5 \times (1 + 0.34 (0.045 - 0.2) + 0.045^2) = 0.475$

$\Phi_Z = 0.5 \times (1 + 0.49 (0.092 - 0.2) + 0.092^2) = 0.478$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mais } \chi \leq 1.0$$

$\chi_y = 1 / (0.475 + (0.475^2 - 0.045^2)^{1/2}) = 1.05 = 1$

$\chi_z = 1 / (0.478 + (0.478^2 - 0.092^2)^{1/2}) = 1.06 = 1$

$N_{plrd} = A_a \times f / \gamma = 14280 \times 235 / 1.1 = 30.50 \times 10^5 \text{ N} = 3050.73 \text{ KN}$

Et $N_{sd} = 1351.41 \text{ KN}$

$N_{sd} = 1351.41 \text{ KN} \leq X_y.N_{plrd} = 1 \times 3050.73 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier y-y}$

$N_{sd} = 1351.41 \text{ KN} \leq X_z.N_{plrd} = 1 \times 3050.73 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier z-z}$

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction

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

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3 Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un Spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure

Représentation graphique du spectre de réponse

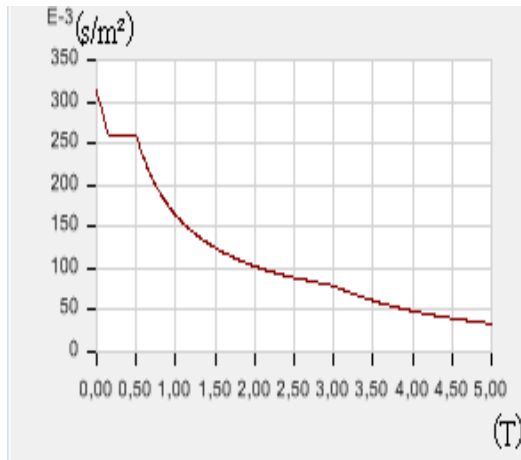


Figure IV.1 ; Spectre de réponse suivant X-X.

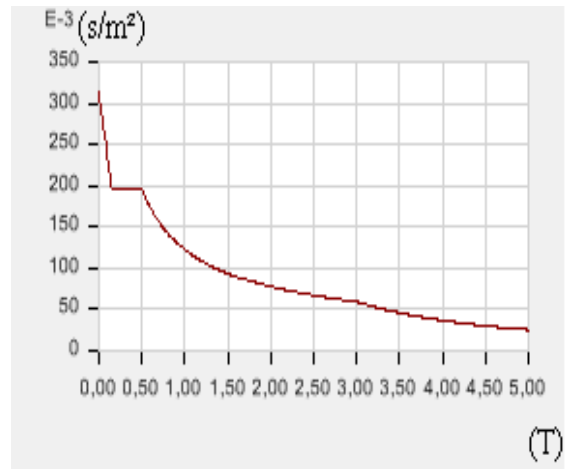


Figure IV.2 Spectre de réponse suivant Y-Y.

IV.4 Résultante des forces sismiques de calcul

D'après l'article du RPA 99/2003 , la résultante des forces sismiques a la base V , logiciel obtenu par combinaison des valeurs nodales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode spectral nodale pour une valeur de la période fondamentale donnés par la formule empirique approprié soit :

$$V_{\text{logiciel}} > 0,8 V$$

IV.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

Groupe d'usage : 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne

Zone sismique : III (wilaya de BLIDA)

$$A = 0.25$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

Catégorie S3 :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

$\varepsilon=5$ donc on prend $\eta = 1$

Estimation de la période fondamentale de la structure

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

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

D : la démentions de la structure (L_x, L_y)

$$h_N = 32.05 \quad \text{et} \quad C_T = 0.05.$$

Sens longitudinal X-X

Le system de contreventement c'est une ossature contreventée par palées triangulaires en K

$$T_x = \min \left(T = C_T h_N^{3/4} ; T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} \right)$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 32.05^{3/4} = 0.673$$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} = 0.09 \frac{32.05}{\sqrt{30.48}} = 0.522$$

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

$$T_x = \min (0.673 ; 0.522) \rightarrow T_x = 0.52$$

$$D_x = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.522} \right)^{2/3} = 2.429$$

R : coefficient de comportement

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement

Comme notre bâtiment est contreventé avec des contreventements en V dans ce sens $R_x = 3$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Tableau : calcul facteur de qualité sens X-X.

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q_x = 1 + 0.05 = 1.05$$

Sens longitudinal Y-Y

Le system de contreventement c'est une ossature contreventée par palées triangulaires en K

$$T_y = \min (T = C_T h_N^{3/4} ; T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}})$$

$$\begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 32.05^{3/4} = 0.673 \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} = 0.09 \frac{32.05}{\sqrt{19}} = 0.661 \end{cases}$$

$$T_y = \min (0.673 ; 0.661) \rightarrow T_y = 0.661 \text{ s}$$

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

$$D_y = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.661} \right)^{2/3} = 2.07$$

R : coefficient de comportement

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement

Comme notre bâtiment est contreventé avec des contreventements en V dans ce sens $R_y = 4$

Q : : facteur de qualité

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Tableau : calcul facteur de qualité sens Y-Y.

Critères	Observé (Oui ou Non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q_y = 1 + 0.05 = 1.05$$

Sens X-X	Sens Y-Y
<i>Zone III</i>	<i>Zone III</i>
<i>Groupe d'usae 2</i>	<i>Groupe d'usae 2</i>
$\varepsilon = 5\%$	$\varepsilon = 5\%$
$R = 3$	$R=4$
$Q=1.05$	$Q=1.05$
<i>S3</i>	<i>S3</i>

IV.6 Vérification des déplacements latéraux étages

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

IV.7 modélisation

IV.7.1 Modelé initiale

Elments de la structure	profles
poteau RDC	HEA 360
poteau 1 ere	HEA 320
poteau 2 eme	HEA 300
poteau 3 eme	HEA 280
poteau 4 eme	HEA 240
poteau 5 eme	HEA 220
poteau 6 eme	HEA 180
poteau 7 eme	HEA 140
poteau 8 eme	HEA 100
poutre secondaire (planches courant)	IPE 270
poutre principale (planches courant)	HEA400 et PRSco
poutre secondaire (planches terrasse)	IPE100
poutre principale (planches terrasse)	HEA360 et PRStra
solive de planches courant	IPE 270
solive de planches terrasse	IPE100

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

Une période fondamentale : **T = 4.592 s**

Le 1^{ere} mode est une translation dans le sens Y-Y

Le 2^{eme} mode est un rotation

Le 3^{eme} mode est une translation dans le sens X-X

Tableau IV.1 : période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	4,592	0,000006009	0,7004	0	0,000006009	0,7004	0
Modal	2	3,245	0,0023	0,0081	0	0,0023	0,7086	0
Modal	3	2,357	0,6211	0,0064	0	0,6234	0,715	0
Modal	4	2,351	0,0365	0,1471	0	0,6598	0,8621	0
Modal	5	1,598	0,005	0,0047	0	0,6648	0,8669	0
Modal	6	1,439	0,00002684	0,055	0	0,6648	0,9218	0
Modal	7	1,149	0,182	0,0003	0	0,8469	0,9221	0
Modal	8	1,021	0,003	0,0214	0	0,8499	0,9435	0
Modal	9	0,919	0,0005	0,0119	0	0,8504	0,9555	0
Modal	10	0,721	0,0216	0,0106	0	0,872	0,9661	0
Modal	11	0,704	0,0443	0,0059	0	0,9162	0,972	0
Modal	12	0,625	0,0007	0,0008	0	0,9169	0,9728	0

Les déplacements inter étages non vérifiés dans les deux sens

Tableau IV.2 : Vérification des déplacements inter étages de modelé initiale.

Z(m)	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (cm)	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	Δ (cm)	observation
29.65	21,8884	26,831	65,6652	107,324	18,5784	33,0648	3.2	non vérifiée
26.45	15,6956	18,565	47,0868	74,26	11,5935	15,6356	3.2	non vérifiée
23.25	11,8311	14,656	35,4933	58,6244	8,337	10,99	3.2	non vérifiée
20.05	9,0521	11,908	27,1563	47,6344	5,6139	7,8432	3.2	non vérifiée
16.85	7,1808	9,9478	21,5424	39,7912	5,2575	8,0384	3.2	non vérifiée
13.65	5,4283	7,9382	16,2849	31,7528	4,4925	7,7332	3.2	non vérifiée
10.54	3,9308	6,0049	11,7924	24,0196	3,9045	7,6564	3.2	non vérifiée
7.25	2,6293	4,0908	7,8879	16,3632	4,2879	8,424	3.2	non vérifiée
4.05	1,2	1,9848	3,6	7,9392	3,6	7,9392	4.05	non vérifiée

Vérification de l'effort tranchant a la base

D'après l'ETAPS 2016 on trouve :

$$\begin{cases} W = 30496.69 \text{ KN} \\ V_{tx} = 2103.47 \text{ KN} \\ V_{ty} = 747.10 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau IV.3 : calcul de l'effort tranchant à la base de modelé initiale.

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,25	2,43	1,05	3	30496.69	6484.35	5187.48
y-y	0,25	2.07	1,05	4	30496.69	4142.78	3314.22

If faut que : $V_t \geq 0.8V$

Sens x-x : $V_{tx} = 2103.47 \text{ KN} < 0.8V = 5187.48 \text{ KN}$ (non vérifié)

Sens y-y : $V_{ty} = 747.10 \text{ KN} < 0.8V = 3314.22 \text{ KN}$ (non vérifié)

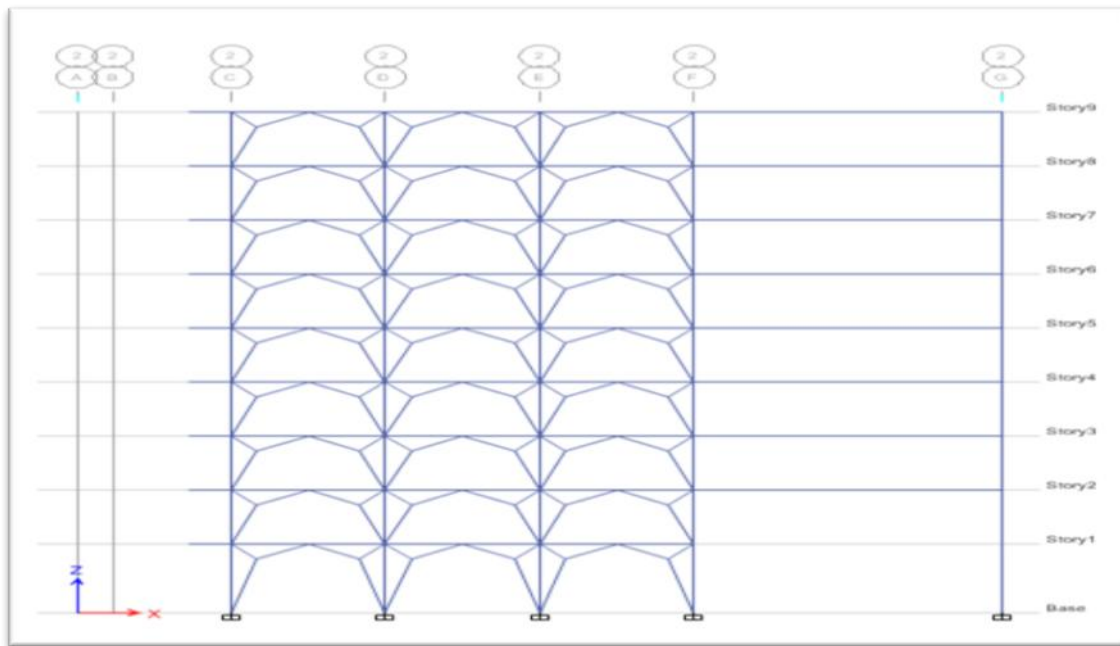
IV.7.2 Modelé final

En augments les éléments de la structure comme suivants

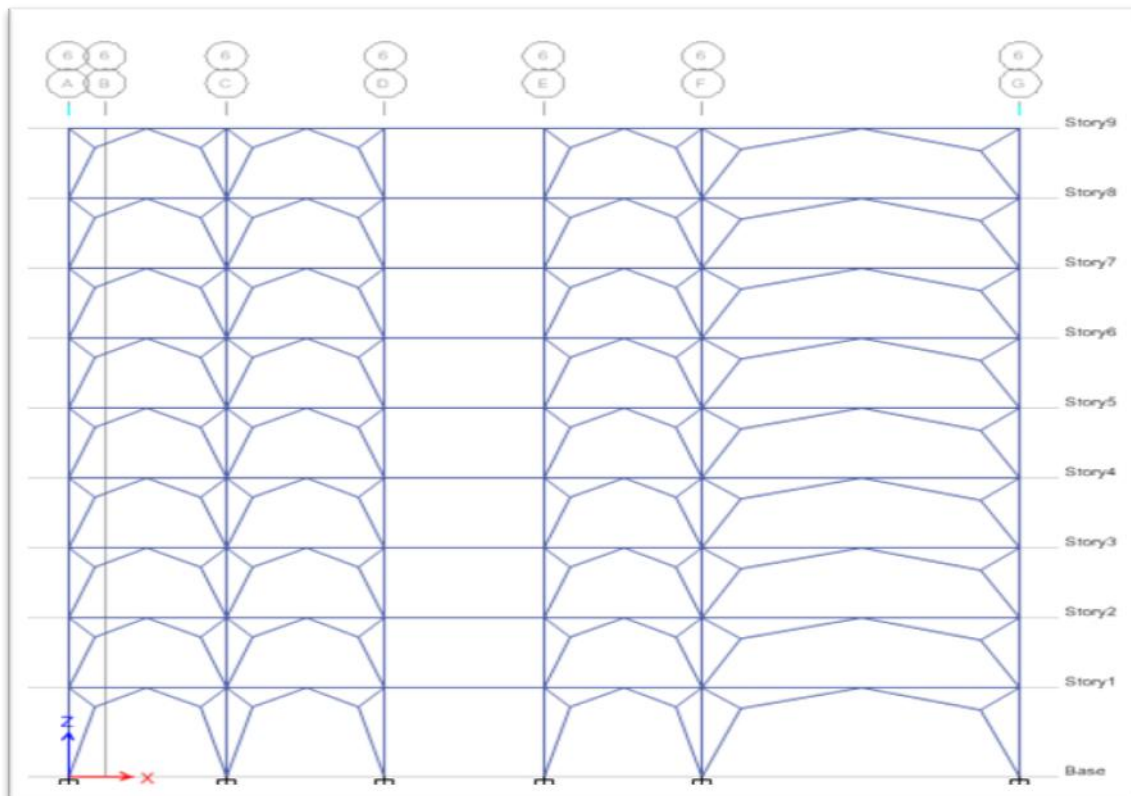
Tableau IV.4 : les éléments constituant la structure .

Elments de la structure	profiles
Poteau de RDC	HEA 800
Poteau de N 1 et 2	HEA 650
Poteau de N 3 ,4 et 5	HEA 400
Poteau de N 6 et 7	HEA 260
Poteau de N 8 eme	HEA 200
poutre secondaire (planches courant)	IPE 270
poutre principale (planches courant)	HEA400 et PRSco
poutre secondaire (planches terrasse)	IPE 200
poutre principale (planches terrasse)	HEA360 et PRStra
solive de planches courant	IPE 270
solive de planches terrasse	IPE 200
conterventements en V	2UPN300/10
conterventements en K	2UPN300/10

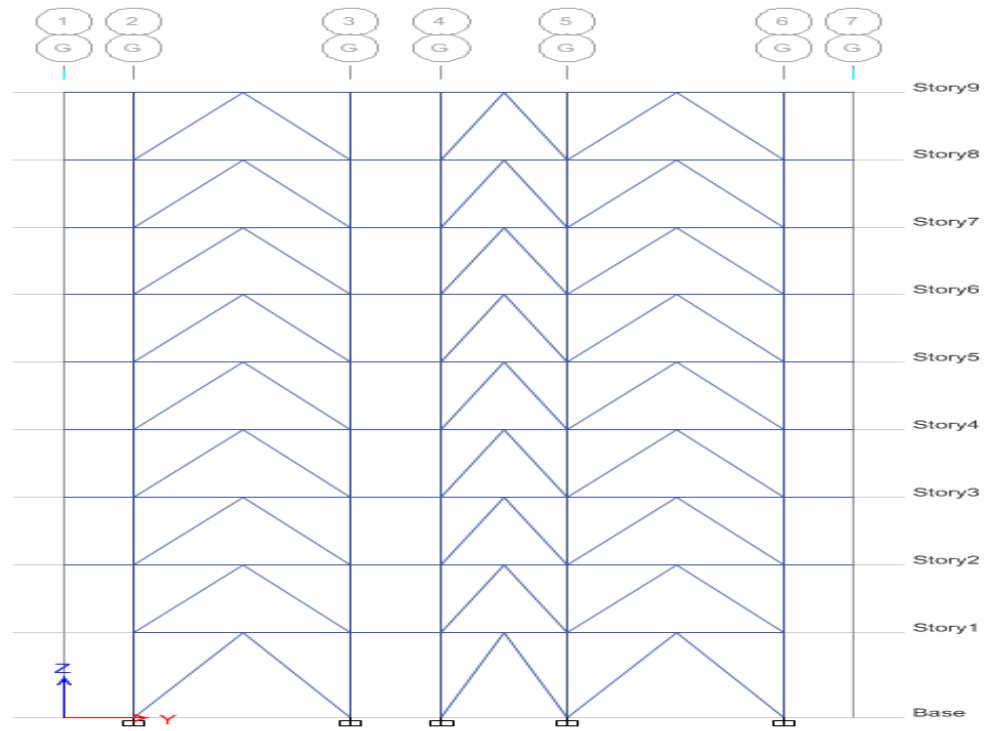
En ajoute des contreventements



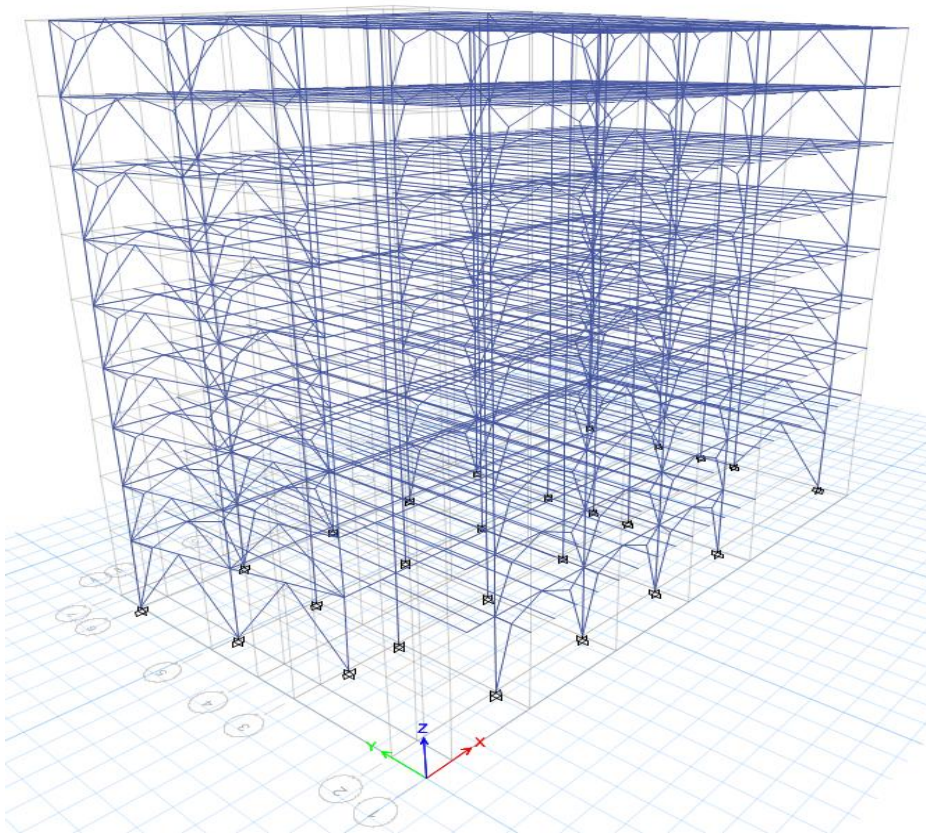
FigureIV.3: La disposition des contreventements (façade principales).



FigureIV.4: La disposition des contreventements (façade arrières).



FigureIV.5: La disposition des contreventements (façade de cotée gauche).



FigureIV.6: La disposition des contreventements (coupe 3D).

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0.755$ s

La participation massique le seuil des 90 % a partir du 5^{ème} mode

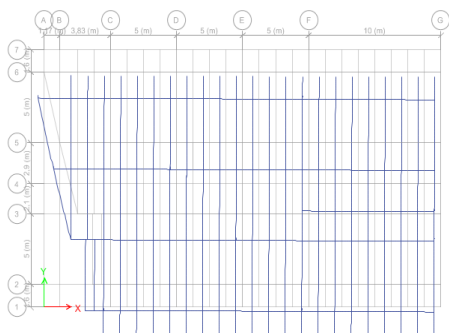
Le 1^{ère} mode est une translation dans le sens Y-Y

Le 2^{ème} mode est une translation dans le sens X-X

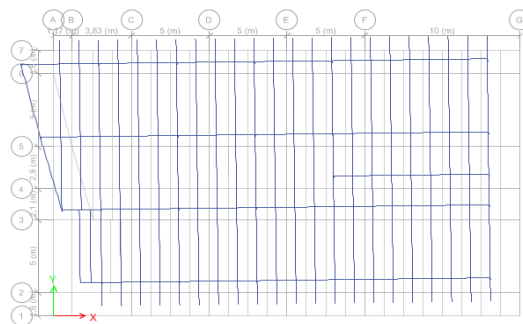
Le 3^{ème} mode est une rotation

Tableau IV.5 : période et facteurs de participation massique du modèle final.

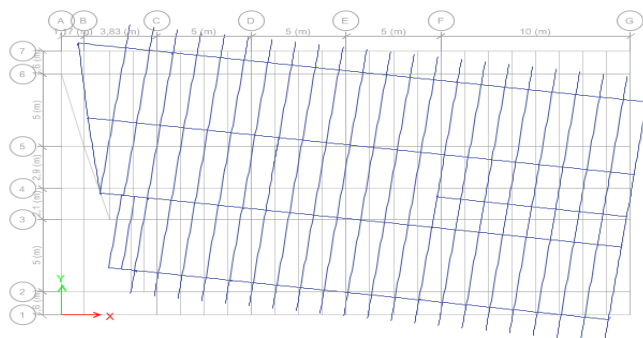
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,755	0,0764	0,7029	0	0,0764	0,7029	0
Modal	2	0,65	0,8049	0,0617	0	0,8813	0,7646	0
Modal	3	0,453	0,001	0,0011	0	0,8822	0,7657	0
Modal	4	0,243	0,0191	0,1199	0	0,9013	0,8856	0
Modal	5	0,22	0,0599	0,052	0	0,9613	0,9375	0
Modal	6	0,151	0,0005	0,0015	0	0,9618	0,939	0
Modal	7	0,138	0,0157	0,0058	0	0,9774	0,9448	0
Modal	8	0,119	0,0044	0,0293	0	0,9818	0,9741	0
Modal	9	0,1	0,0057	0,0023	0	0,9875	0,9763	0
Modal	10	0,082	0,0014	0,0088	0	0,9889	0,9851	0
Modal	11	0,08	0,0031	0,0004	0	0,992	0,9855	0
Modal	12	0,078	0,0002	0,0019	0	0,9922	0,9874	0



Model1 : Translation Y-Y



mode 2 : Translation X-X



Mode3 : Rotation

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 32.05^{3/4} = 0.673 \text{ s}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,673 = 0.875 \geq T_{etabs} = 0,755 \text{ [s]}$ (Condition vérifiée).

Vérification de l'effort tranchant a la base

$$\text{D'après l'ETAPS 2016 on trouve : } \begin{cases} W = 32010.47 \text{ KN} \\ V_{tx} = 5821.436 \text{ KN} \\ V_{ty} = 3584.611 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau IV.6 : calcul de l'effort tranchant à la base.

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,25	2,43	1,05	3	32010.47	6806.226	5444.98
y-y	0,25	2.07	1,05	4	32010.47	4348.422	3478.73

Il faut que :

$$V_t \geq 0,8V$$

Sens X : $V_{tx} = 5821.436 \text{ KN} \geq 0,8V = 5444.98 \text{ KN}$ (Vérifie)

Sens Y : $V_{ty} = 3584.611 \text{ KN} \geq 0,8V = 3478.73 \text{ KN}$ (Vérifie)

Vérification de l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 15\% L_X = 4.572 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 15\% L_Y = 2.85 \text{ m}$$

Avec :

$$L_X = 30.48 \text{ m} ; \quad L_Y = 19 \text{ m}$$

Tableau IV.7 : Excentricité de la structure.

Story	Diaphragm	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m	ex m	ey m
Story9	rigid	14,7417	9,3496	14,8474	9,2984	0,1057	0,0512
Story8	rigid	16,1359	9,267	15,146	9,1242	0,9899	0,1428
Story7	rigid	16,1311	9,2668	15,4164	8,926	0,7147	0,3408
Story6	rigid	15,9957	9,2221	15,7142	8,6763	0,2815	0,5458
Story5	rigid	16,1211	9,2686	15,9905	8,4696	0,1306	0,799
Story4	rigid	16,1186	9,2681	16,2576	8,2191	0,139	1,049
Story3	rigid	16,1107	9,2688	16,4413	8,0225	0,3306	1,2463
Story2	rigid	15,7096	9,2755	16,3938	7,9432	0,6842	1,3323
Story1	rigid	11,6296	9,3751	15,5646	8,2724	3,935	1,1027

Vérification des déplacements latéraux étages

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Avec : $R_x = 3$, $R_y = 4$

Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (cm)	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	Δ (cm)	observat ion
29.65	2,7534	2,81	8,2602	11,24	0,2013	1,122	3.2	vérifiée
26.45	2,6863	2,5295	8,0589	10,118	0,4197	1,3	3.2	vérifiée
23.25	2,5464	2,2045	7,6392	8,818	0,6498	1,4096	3.2	vérifiée
20.05	2,3298	1,8521	6,9894	7,4084	0,7677	1,4336	3.2	vérifiée
16.85	2,0739	1,4937	6,2217	5,9748	0,9402	1,4252	3.2	vérifiée
13.65	1,7605	1,1374	5,2815	4,5496	1,0974	1,3488	3.2	vérifiée
10.54	1,3947	0,8002	4,1841	3,2008	1,1487	1,218	3.2	vérifiée
7.25	1,0118	0,4957	3,0354	1,9828	1,3155	1,048	3.2	vérifiée
4.05	0,5733	0,2337	1,7199	0,9348	1,7199	0,9348	4.05	vérifiée

Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model

- Vérification des modes de translations
- Vérification des déplacements inter étage
- Vérification de la participation massique
- Vérification de l'effort tranchant
- Vérification de l'excentricité

On peut conclure que le modèle renforcé par les contreventements en X et K dans les deux directions est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003.

CHAPITRE V

VERIFICATION DES ELEMENTS

1 les éléments principales

Introduction

La vérification des éléments de l'ossature d'un bâtiment (élément fléchis et/ou comprimés) exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité doit être assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement par flexion).

Le déversement : il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

Exploitation des résultats

Selon la structure du bâtiment étudié on a vérifié 3 groupe d'éléments (poteau, poutre contreventement).

1.1 Vérification des poteaux

Hypothèse de calcul

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

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

Cas 1 : une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 2 : une moment $M_{y, sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 3 : une moment $M_{z, sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

1.3 Les combinaisons de charge

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

Pour les poteaux et les poutres

- $1,35G+1,5Q$.

- $G+Q \pm E$.

- $0,8G \pm E$.

Le ratio 'r'

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

Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{sd,y}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \text{CCM97 (5.51 page 82)}$$

Où :

$$N_{pl} = A \times f_y \quad M_{pl} = W_{pl} \times f_y \quad \gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90.$$

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{Avec} \quad \mu_z \leq 0,90.$$

$$\chi = 1 / \left(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \Phi = 0,5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right)$$

$$\chi_{\min} = \min \{ \chi_y, \chi_z \}.$$

χ_y, χ_z : Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

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

1.5 Détermination la longueur de flambement

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{\ell_K}{\ell_0} = \left[\frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux $= \frac{I}{H}$.

$K_{poutres}$: rigidité des poutres $= \frac{I}{L}$.

Premièrement : N_{sd}^{max} , $M_{sd}^{corr.1}$, $M_{sd}^{corr.2}$

Les résultats donnés par le logiciel **ETAPS** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

Tableau V. 1: Les valeurs des efforts internes.

Etage	Combinaisons	max Nsd (KN)	corr.1 Msdz (KN.m)	corr.2 Msdy (KN.m)
8 ^{ème}	ELU	303.52	0.77	3.82
6 ^{ème} +7 ^{ème}	ELU	963.1	1.81	3.59
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	ELU	1952.94	2.11	2.12
1 ^{ème} +2 ^{ème}	ELU	2616.01	2.44	0.58
RDC	ELU	2951.39	0.57	0.6

Tableau V. 2: Vérification du poteau au flambement composé.

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	k_y	k_z		
8 ^{ème}	HEA200	0,22	0,38	0,73	1.02	1.03	0,47	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème}	HEA260	0,19	0,34	0,77	1.05	1,06	0,71	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA400	0,15	0,34	0,79	1.05	1.06	0,74	Vérifiée
1 ^{ème} +2 ^{ème}	HEA 650	0,11	0,37	0,76	1,04	1,06	0,7	Vérifiée
RDC	HEA 800	0,08	0,4	0,74	0.98	0.88	0.794	Vérifiée

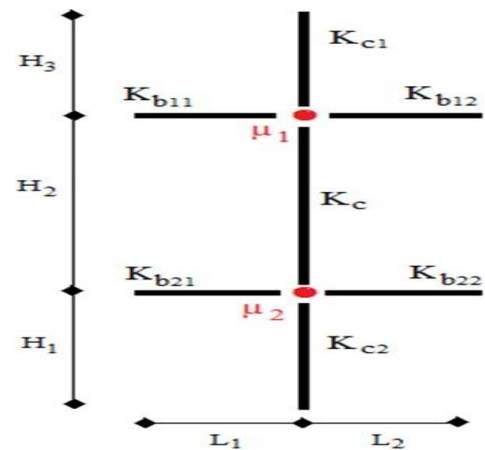


Figure V. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.

Deuxièmement: M_{sdy}^{max} , $N_{sd}^{corr.1}$, $M_{dz}^{corr.2}$

Tableau V. 3: Les valeurs des efforts internes.

Etage	Combinaisons	max M_{sdy} (KN.m)	corr.1 N_{sdz} (KN)	corr.2 M_{sdz} (KN.m)
8 ^{ème}	Q+G+E _x	1.78	222.72	0.83
6 ^{ème} +7 ^{ème}	Q+G+E _x	9.84	693.77	0.78
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _x	29.84	1400.16	5.49
1 ^{ème} +2 ^{ème}	Q+G+E _x	44.91	1872.46	11.66
RDC	Q+G+E _x	47.78	1099.51	96.71

Tableau V. 4: Vérification du poteau au flambement composé.

Etage	Profilé	λ		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	k_y	k_z		
8 ^{ème}	HEA200	0,22	0,39	0,73	1.02	1.02	0,3	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème}	HEA260	0,19	0,35	0,77	1.03	1.04	0,54	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA400	0,15	0,34	0,79	0.99	1	0,6	Vérifiée
1 ^{ème} +2 ^{ème}	HEA 650	0,11	0,37	0,76	1.03	1.04	0,57	Vérifiée
RDC	HEA 800	0,08	0,4	0,73	1.01	1.02	0,61	Vérifiée

Troisièmement M_{sdz}^{max} , $N_{sd}^{corr.1}$, $M_{sdy}^{corr.2}$

Tableau V. 5: Les valeurs des efforts internes.

Etage	Combinaisons	max M_{sdz} (KN.m)	corr.1 N_{sdz} (KN)	corr.2 M_{sdy} (KN.m)
8 ^{ème}	Q+G+E _y	6.49	220.49	0.14
6 ^{ème} +7 ^{ème}	Q+G+E _y	10.31	695.41	1.17
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	Q+G+E _y	15.59	1390.89	6.055
1 ^{ème} +2 ^{ème}	Q+G+E _y	22.23	954.38	9,93
RDC	Q+G+E _y	233.256	2121.43	12.96

Tableau V. 6: Vérification du poteau au flambement composé.

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	k_y	k_z		
8 ^{ème}	HEA200	0,22	0,39	0,73	1.02	1.02	0.5	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème}	HEA260	0,2	0,35	0,77	1.00	0.99	0.6	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA400	0,15	0,34	0,79	1.03	1.04	0.71	Vérifiée
1 ^{ème} +2 ^{ème}	HEA 650	0,11	0,37	0,76	1.01	1.02	0.34	Vérifiée
RDC	HEA 800	0,08	0,4	0,73	1.03	1.04	0.87	Vérifiée

Exemple de calcul

Poteau HEA 800(RDC)

Le poteau central le plus sollicité

Cas 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 2951.39 \text{ KN.} \\ M_{sd,y} = 0.6 \text{ KN.m.} \\ M_{sd,z} = 0.57 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

Vérification du flambement

Suivant y-y

$$K_{pot}(HA800) = \frac{303400}{405} = 749.135 \text{ cm}^3.$$

$$K_{poutre(5m)} = \frac{45070}{500} = 90.14 \text{ cm}^3.$$

$$K_{pot}(HEA650) = \frac{175200}{320} = 547.5 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = 0.87$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Les poteaux de RDC sont encastres au niveau du sol).}$$

$$L_{fy} = 2.71 \text{ m.}$$

$$L_{fz} = 2.52 \text{ m.}$$

Calcul de χ_{min} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L^f y}{i_y} = \frac{271}{32.58} = 8.339 . \\ \lambda_z = \frac{L^f z}{i_z} = \frac{252}{6.65} = 37.977 . \end{array} \right.$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou } \lambda_y = \frac{L f_y}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe 2.}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93,1 .$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{18,339}{93,9} = 0,08 < 0,2 \dots\dots \text{ Pas de risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{37,977}{93,9} = 0,4 > 0,2 \dots\dots \text{ Il y a risque de flambement.}$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] .$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] .$$

Avec :

$$\begin{cases} h/b = 2,633 > 1,2. \\ t_f \leq 40 \text{ mm.} \end{cases}$$

$\Rightarrow$ Courbe de flambement (Z-Z) $b \Rightarrow \alpha = 0,34$.

$\Rightarrow$ Courbe de flambement (Y-Y) $a \Rightarrow \alpha = 0,21$.

$$\Phi_y = 0,49 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0,61.$$

$$X_y = 1,007 \quad \text{et} \quad X_z = 0,738 \quad \text{donc} \quad X_{\min} = 0,74$$

Calcul de K_y et K_z

$$K = 1 - \frac{\mu \times N_{sd}}{\chi \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu = \bar{\lambda} \times \left((2 \times \beta_M) - 4 \right) + \frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90.$$

Avec :

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent.

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi \quad \text{Avec } \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\phi = \frac{0.604}{1.174} = 0.51$$

$$B_{My} = 1.44$$

Sens z :

$$\phi = \frac{0.57}{1.687} = 0.33$$

$$B_{Mz} = 1.56$$

Avec:

$$W_{ply} = 4815 \text{ cm}^3 ; W_{ely} = 4287 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 1292 \text{ cm}^3 ; W_{elz} = 841.6 \text{ cm}^3$$

A.N :

$$\mu_y = 0.04 < 0.90 \dots\dots\dots \textbf{vérifiée.}$$

$$k_y = 1 - \frac{0.04 \times 2951.39 \times 10^3}{1.007 \times 28580 \times 235} = 0.98 < 1.5$$

$$\mu_z = 0.205 < 0.90 \dots\dots\dots \textbf{vérifiée.}$$

$$k_z = 1 - \frac{0.205 \times 2951.39 \times 10^3}{0.738 \times 28580 \times 235} = 0.88 < 1.5$$

Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour les autres poteaux.

Vérification

$$\frac{2951.39 \times 10^3}{0.74 \times 28580 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.98 \times 0.6 \times 10^6}{8699000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.88 \times 0.57 \times 10^6}{1312000 \times \frac{235}{1.1}}$$

$$= 0.794 < 1$$

condition vérifiée

1.2 Vérifications des poutres

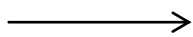
Poutre principale

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

La poutre de 10 m

PRS de l'étage courant :

Poutres principales de 10 m



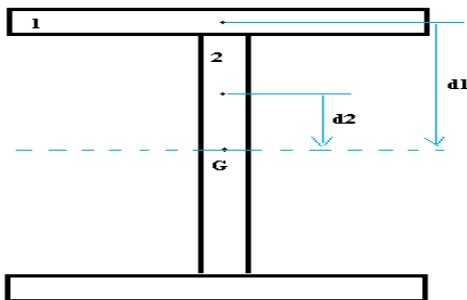
PRS

$$\left\{ \begin{array}{l} H=750 \\ B=200 \\ tf=15mm \\ tw=10mm \end{array} \right\}$$

$W_{ply} = 2S_y$ (section symétrique)

$$W_{ply} = 2 \left[A1.d1 + A2.d2 \right] = 3501000 \text{ mm}^3$$

$$AV_z = d \times tw = 72 \text{ cm}^2$$



PRS de l'étage terrasse .

Poutres principales de 10 m



PRS

$$\left\{ \begin{array}{l} H=710 \text{ mm} \\ B= 200 \text{ mm} \\ tf =15 \text{ mm} \\ tw=10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$W_{ply} = 2 \left[A1.d1 + A2.d2 \right] = 3241000 \text{ mm}^3$$

$$AV_z = d \times tw = 68 \text{ cm}^2$$

Les pouter de 5 m

Etage Terrasse : HEA360

Etage courant : HEA 400

D'après le Logiciel **ETAPS**, on prend la valeur de la poutre principale la plus sollicitée.

Vérification de la résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,r} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{CCM97 (5.17) Page62})$$

D'après le Logiciel ETAPS, on prend la valeur de la poutre principale la plus sollicitée

Tableaux V.7 : vérification des moments fléchissant.

Niveaux	Type de poutre	profilé	M _{sd} en appi (KN.M)	M _{sd} a mi- travée (KN.M)	M _{plrd} (KN.M)	Condition
Etagé terrasse	Poutre PP de 10m	PRS	142.07	196.83	692.35	Vérifie
	Poutre PP de 5 m	HEA360	108.55	67.08	446.07	Vérifie
	Poutre PS	IPE200	25.066	14.88	47.128	Vérifie
Etagé Courant	Poutre PP de 10m	PRS	316.48	363.07	747.94	Vérifie
	Poutre PP de 5 m	HEA400	110.49	78.41	547.336	Vérifie
	Poutre PS	IPE270	28.9	18.48	103.52	Vérifie

Vérification de l'effort tranchant :

$$v_{sd} < V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \lambda_{m0}} \quad (\text{CCM97 (5.20) Page64})$$

Tableaux V.8 : vérification des efforts tranchants.

Niveaux	Type de poutre	profilé	V _{sd} (KN)	V _{plrd} (KN)	Condition
Etagé terrasse	Poutre PP de 10m	PRS	109.51	838.7	Vérifie
	Poutre PP de 5 m	HEA360	112.19	603.67	Vérifie
	Poutre PS	IPE200	33.17	135.63	Vérifie
Etagé Courant	Poutre PP de 10m	PRS	240.31	887.76	Vérifie
	Poutre PP de 5 m	HEA400	128.16	810.45	Vérifie
	Poutre PS	IPE270	37.99	272.98	Vérifie

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

1.3 Vérification de système de contreventements

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux forces horizontales en les transférant jusqu' à la fondation. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de systèmes de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire, Existent : Triangulation (contreventement en treillis : en crois, en K, en V, en N)

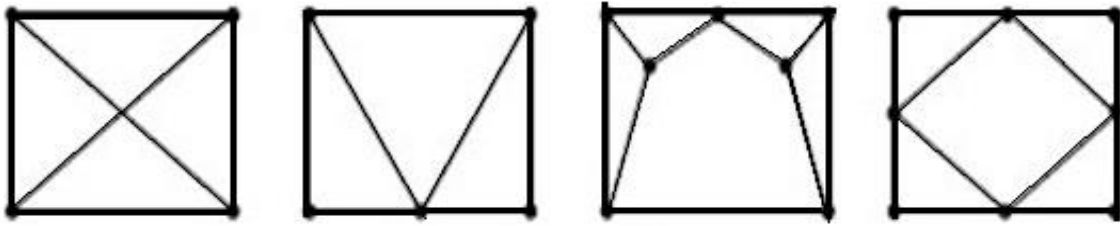


Figure V.2: Les types des systèmes de contreventement.

Dans la Direction x

Palées triangulées en k :

Le profilé choisit **2UPN300**

Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

On doit vérifie que : $N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2512.36 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 820.22 \text{ kN}$ sous la combinaison $G+Q+1.25EQx$

$N_{sd} = 820.22 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2512.36 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**

Vérifications à la compression simple :

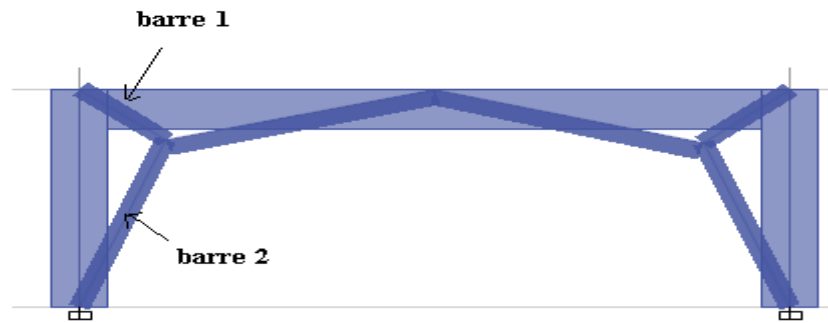
On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections classes 1 et 2

$$\gamma_{M1}=1,1$$

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



Barre1 :

$$N_{sd}=820.22 \text{ KN}$$

$$l_f = 1.54 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{154}{11.7} = 13.162$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{154}{2.9} = 53.1$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0,14$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,5035$$

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

$$\chi_y = 0.975$$

$$N_{brd} \frac{0,975 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2447.04 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{brd}$$

Condition Vérifiée

Barre 2 :

$$N_{sd}=553.06 \text{ KN}$$

$$l_f = 3.336 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{333.6}{11.7} = 28.51$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{333.6}{2.9} = 115.03$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,3$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\overline{\lambda}_y - 0,2) + \overline{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,55$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2}}$$

$$\chi_y = 0,88$$

$$N_{brd} \frac{0,88 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2210,88 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{t,rd}$$

Condition Vérifiée

Dans la Direction Y

Palées triangulées en V

Le profilé choisit 2UPN 300

Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2512,36 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 769,18 \text{ kN}$ sous la combinaison G+Q+1.25EQy

$N_{sd} = 769,18 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2512,36 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**

Vérifications à la compression simple

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 4,76 \text{ m}$$



$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{476}{11.7} = 40.68$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{476}{2.9} = 164.13$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.43$$

$$\Phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y(\overline{\lambda}_y - 0.2) + \overline{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0.61$$

$$\chi_y = 0.73$$

$$N_{brd} = \frac{0.73 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 1834.025 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{trd}$$

Condition Vérifiée

V.1.4 Conclusion

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement.

Etages		RDC		1 ^{ère} +2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème} ,5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème}	8 ^{ème}
poteaux		HEA 800		HEA650	HEA400	HEA260	HEA200
poutres	terrasse	Principales	10m	PRS _{tr}			
			5 m	HEA360			
		secondaires		IPE200			
	courant	Principales	10m	PRS _{co}			
			5m	HEA400			
		secondaires		IPE270			
contreventements		En K		2UPN300			
		En V		2UPN300			
solives		terrasse		IPE200			
		courant		IPE270			

V.2 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.

V.2.1 Etude des escaliers

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

Palier : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Volée : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Limon : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.

Garde-corps : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

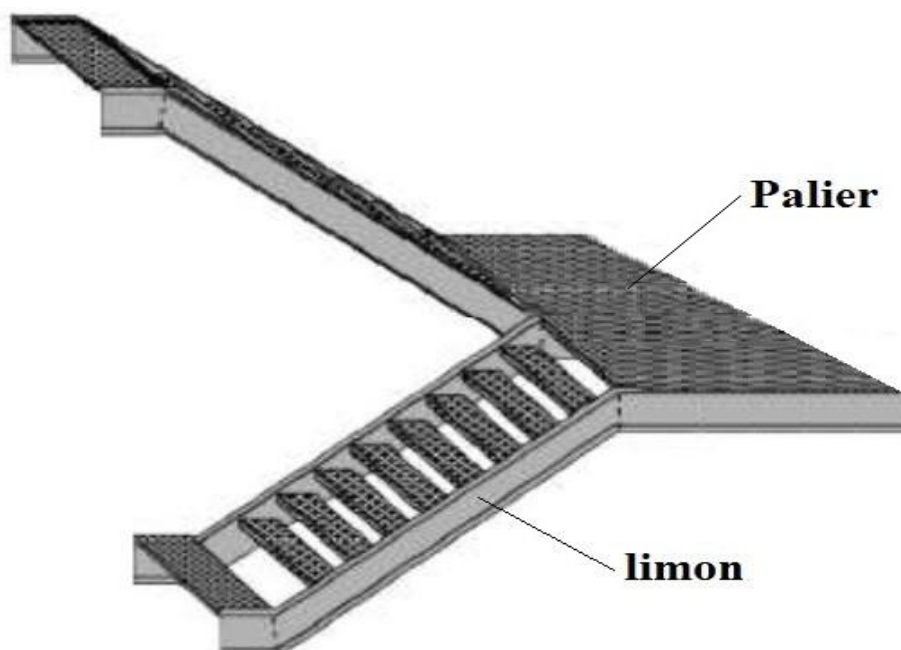


Figure V-2.1: vue en plan de l'escalier.

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).

Choix des dimensions

formule de blondel :

$$\begin{cases} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

G : La largeur de la marche

H : La hauteur de la contre marche

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

La hauteur de l'étage RDC : $h = 4.05 \text{ m}$

La largeur de volée est : $l = 1.3 \text{ m}$

On admet une hauteur de marche $H = 18$ nombre totale des contre marche (n) est :

$$n = h / H = 20.5 / 18 = 11$$

$m = 10$ marches

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec : (10 marches chaque volée)

La largeur d'une marche est : $g = 27 \text{ cm}$

Vérification de la formule de BLONDEL

$$2 * H + G = 2 * 18 + 27 = 63 \text{ cm} \longrightarrow \text{FORMULE de BLONDEL est vérifiée}$$

Dimensionnement des éléments porteurs

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

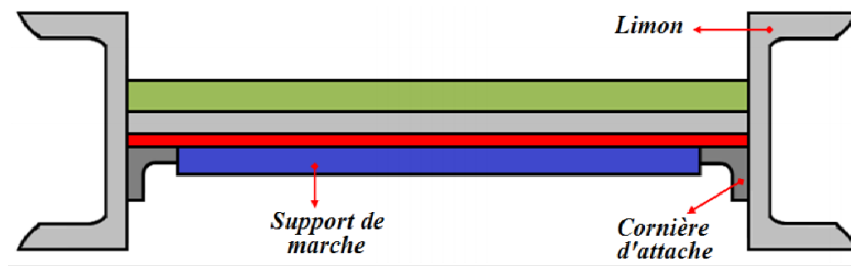


Figure V.2.2 : Disposition des cornières.

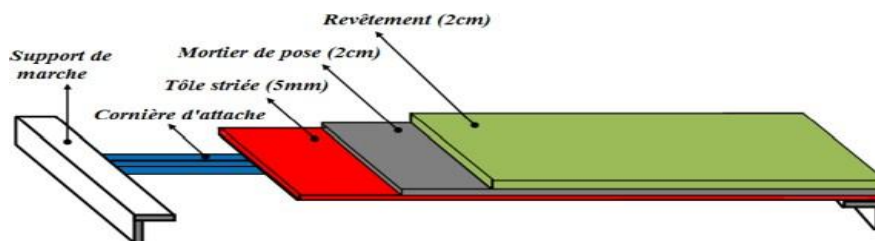
La longueur de la marche $L = 1,3 \text{ m}$

La largeur de la marche $l = G = 0,27 \text{ m}$

cornières sont en acier **S235**

$f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élastique d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).



Détermination de la section de cornière

Evaluation des charges

Les charges permanentes :

Tôle striée (5mm)..... $G1 = 0.45 \text{ KN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm)..... $G2 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Revêtement (2cm)..... $G3 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (0.45 + 0.40 + 0.40) \times 0.27 = 0.34 \text{ KN/m}$$

Les Charges d'exploitation

$$Q = 2.50 \times 0.27 = 0.675 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons des charges

ELS :

$$q = G + Q$$

$$q = 0.34 + 0.675 = 1.01 \text{ KN/m}$$

Pré dimensionnement des supports de marches

Condition de flèche : $f \leq f_{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément Répartie donc la flèche C'est $F=(5 \times q \times l^4) / (384 \times E \times I_y)$

et la flèche admissible $f_{adm}=L/250$.

On aura :

$$F_{adm} = 130/250 = 0.52 \text{ cm}$$

$$I_y = (5 \times 1.01 \times 130^4) / (384 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.52)$$

$$I_y = 3.439$$

On adopte la cornière **L 50 x 50 x 5** Avec : $I_y = 10,96 \text{ cm}^4$

Tableau V-10 : Caractéristique et dimension de L 50 x 50 x 5.

h=b (mm)	t (mm)	r₁ (mm)	r₂ (mm)	d (mm)
50	5	7	3,5	1,40
A (cm²)	P (daN/m)	I_y=I_z (cm⁴)	W_{el,y}=W_{el,z} (cm³)	i_y=i_z (cm)
4,80	0.0377	10,96	3,05	1,51

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

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (0.45 + 0.4 + 0.4) \times 0,27 + 0.0377 = 0.38 \text{ kn/m}$$

$$G = 0.3806 \text{ kn/m}$$

Les combinaisons des charges

ELS :

$$q = G + Q = 0.38 + 0.675 = 1.056 \text{ kn/m}$$

ELU :

$$q = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 0.38 + 1,5 \times 0.675 = 1.526 \text{ kn/m}$$

Vérification à la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$F = (5 \times q \times l^4) / (384 \times E \times I_y)$$

$$F = (5 \times 1.056 \times 130^4) / (384 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.96 \times 10^7) = 1.706 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = L/250$$

$$f_{adm} = 1300/250 = 5.2 \text{ mm}$$

$$f = 1,706 \text{ mm} \leq f_{adm} = 5,2 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifié}$$

Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = q \times l / 2 = (1.526 \times 1.3) / 2 = 0.99 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = W_{ply} \times f_y / \gamma \sqrt{3} = (4.80 \times 235) / 1.1 \sqrt{3} = 59.2 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.99 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 59.2 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$M_{plrd} = f_y \times W_{ely} / \gamma_{m0}$$

$$M_{plrd} = 235 \times 3,05 \times 10^{-3} / 1.1 = 0.651 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 0.322 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 0.651 \text{ KN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion

Les cornières L 50 x 50 x 5 convient comme cornière d'attache.

Dimensionnement de limon

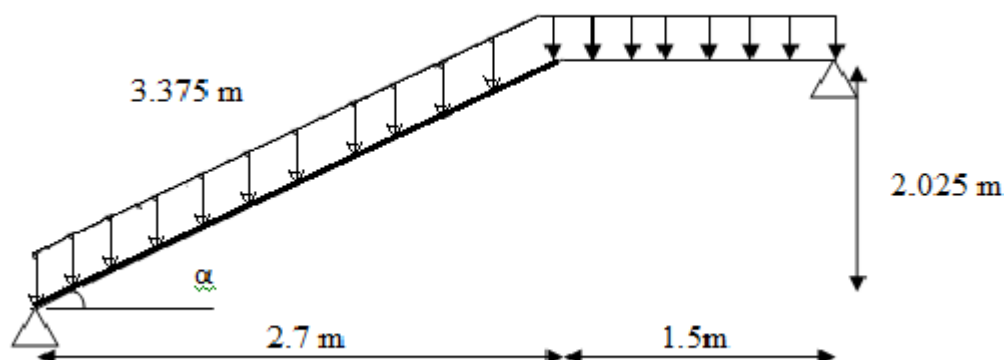


Figure V-3 : Distribution des charges sur un limon.

Evaluation des charges

Volée

Charges permanentes : (Sauf poids de profile)

Poids des cornières (50 x 50 x 5).....0.0377 KN/m

Tôle d'épaisseur (e =5mm).....0.40 KN/m²

Mortier de pose0.40 KN/m²

Revêtements carrelages 0.40 KN/m²

Garde-corps (cloison) 1.00 KN/m

Charge totale :

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (0.45 + 0.4 + 0.4) \times 1.3 + 0.0377 + 1 = \mathbf{2.663 \text{ KN/m}}$$

Charge totale pour 1 limon

$$G = G_T / 2 = \mathbf{1.33 \text{ KN/m}}$$

Les charges d'exploitations de escalier

pour 1 limon :

$$Q = (2.5 \times 1.30) / 2 = \mathbf{1.625 \text{ KN/m}}$$

Palier

Les charges permanentes : (Sauf poids de solive)

Tôle TN40.....G1= 0.15 KN/m²

Dalle en béton (10cm) G2= 2.50 KN/m²

Mortier de poseG3= 0.4 KN/m²

Revêtement (2cm).....G4=0.40 KN/m²

La charge total

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (0.15 + 2.5 + 0.4 + 0.4) \times 1.3 = \mathbf{4.485 \text{ KN/m}}$$

La charge total pour 1 Limon

$$G_T = G / 2 = \mathbf{2.24 \text{ kKN/m}}$$

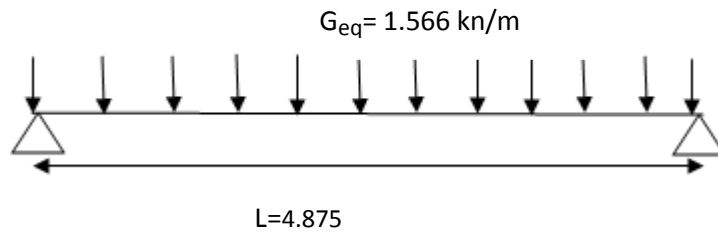
$$Q = (2.5 \times 1.30) / 2 = \mathbf{1.625 \text{ KN/m}}$$

Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

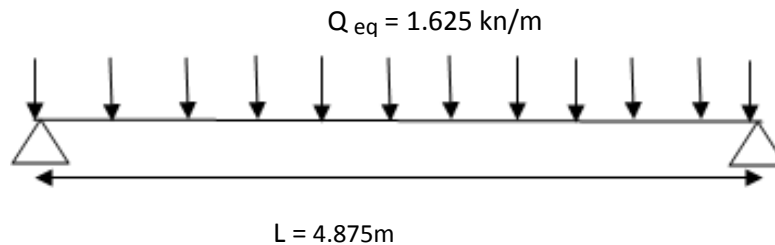
$$G_{eq} = (2.24 \times 1.5 + 1.33 \times 2.7) / 4.2 = \mathbf{1.655 \text{ KN. m}}$$



$$L = 3.375 + 1.5 = 4.875 \text{ m}$$

Charge d'exploitation

$$Q_{eq} = (1.625 \times 1.5 + 1.625 \times 2.7) / 4.2 = 1.625 \text{ KN/m}$$



Pré dimensionnement des limons

Combinaison de charge

ELU :

$$q = 1.35 \times G_{eq} + 1.5 \times Q_{eq} = 1.35 \times 1.566 + 1.5 \times 1.625$$

$$q_u = 4.55 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 1.566 + 1.625$$

$$q_s = 3.2 \text{ KN/m}$$

Condition de flèche

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

$$F = (5 \times q \times l^4) / (384 \times E \times I_y)$$

$$f_{adm} = L / 250$$

q_s : la charge non pondéré

$$q_s = (G_{eq} + Q_{eq}) = 3.2 \text{ KN/m}$$

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

$$L = 4.875 \text{ m} = 487.5 \text{ cm}$$

$$F_{adm}=L/250= 1.95 \text{ cm}$$

$$I_y < (5 \times 3.2 \times 487.5^4) / (384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.95) = 574.689 \text{ cm}^4$$

On opte a un **UPN 140**

Tableau : Caractéristiques du profilé UPN 140.

	G	h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm
						x10 ²		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	20,4	98	605	86,4	103	5,45

La classe de la section

Semelle comprimée :

$$C = \frac{b - t_w}{t_f} = 5.3 \text{ mm} < 9\varepsilon = 9 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchi :

$$d/t_w = 14 \text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

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

Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} = (q \times l^2) / 8 = (4.55 \times 4.875^2) / 8 = \mathbf{13.52 \text{ KN.m}}$$

$$M_{plrd} = f_y \times W_{ply} / \gamma_{m0} = (0.235 \times 103) / 1.1 = \mathbf{22.001 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = 13.52 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 22.004 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = q \times l / 2 = (4.55 \times 4.845) / 2 = 11.0223 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = A_v \times f_y / \gamma \sqrt{3} = (840 \times 0.235) / 1.1 \sqrt{3} = 103.608 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11,0223 \text{ kn} < V_{plrd} = 103.608 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Conclusion

L'UPN 140 convient comme limons.

Etude de la poutre palière des limons

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 :

ELU :

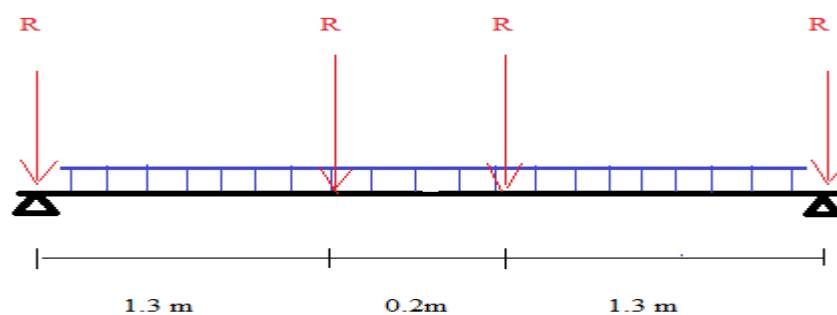
$$R = (1,35 \times G_{eq} + 1,5 \times Q_{eq}) \times L / 2$$

$$R = (1,35 \times 1.655 + 1,5 \times 1.625) \times 4.845 / 2 = 11.32 \text{ KN}$$

ELS:

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

$$R = (1.655 + 1.625) \times 4.845 / 2 = 7.946 \text{ KN}$$



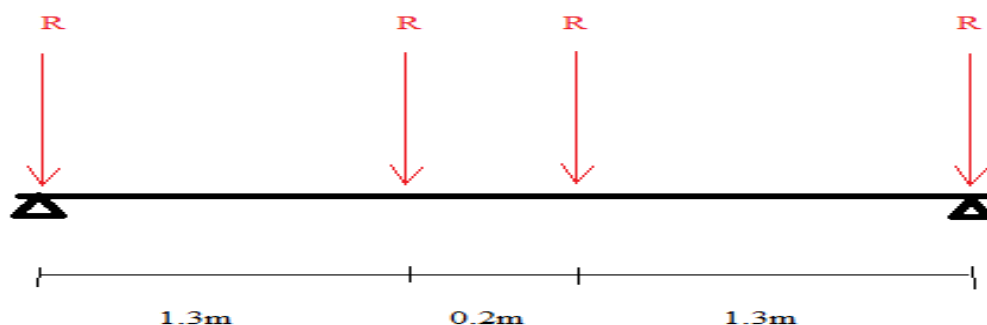
Remarque

Cette poutre soumit 4 réactions des limons et poids du mur et son poids propre en peut pas dimensionner cette poutre par la condition de la flèche car ell'a des charge Concentré et des charges reparties

Alor en suppose un **IPE 180** comme une poutre

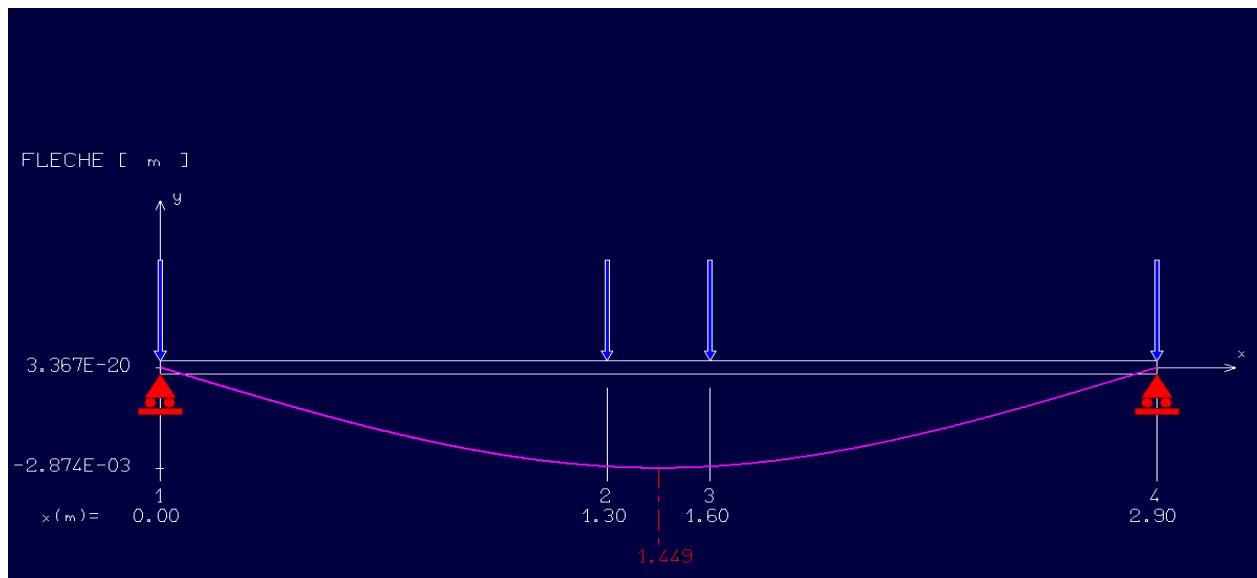
Les vérifications

Les réactions



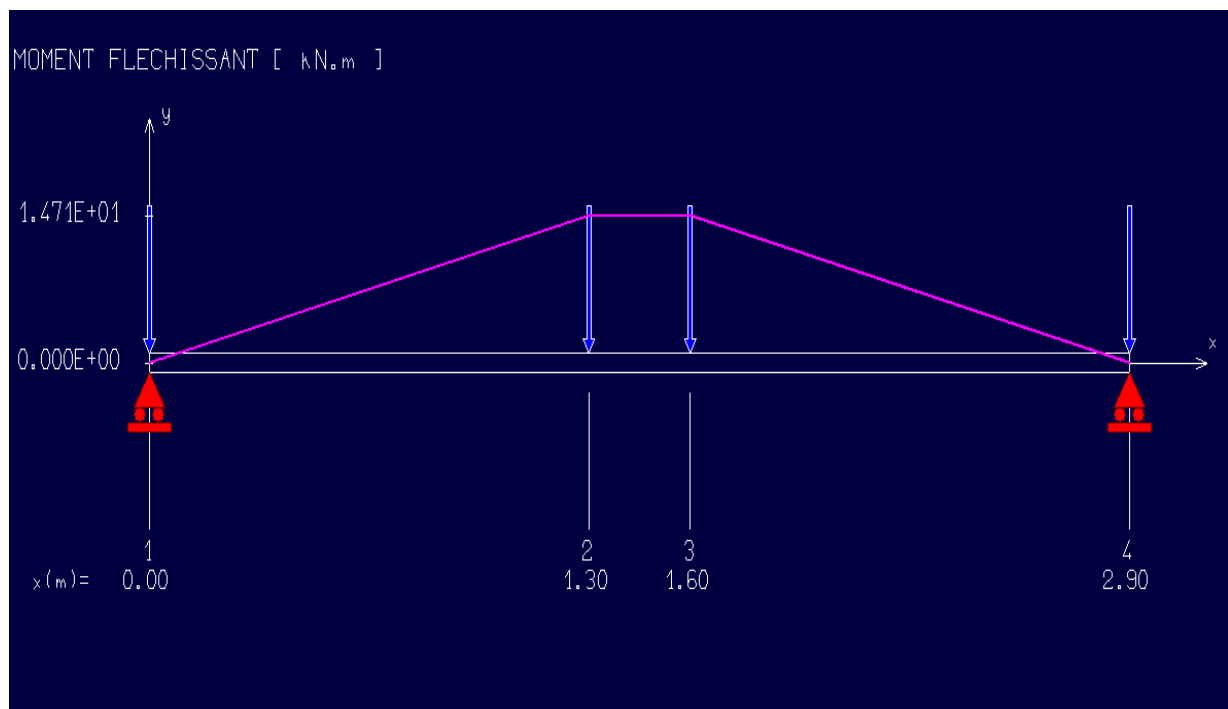
Dans cette cas en put pas calcule la flèche aves des formule Alor en utilise RDM 6 pour faire ca

la flèche



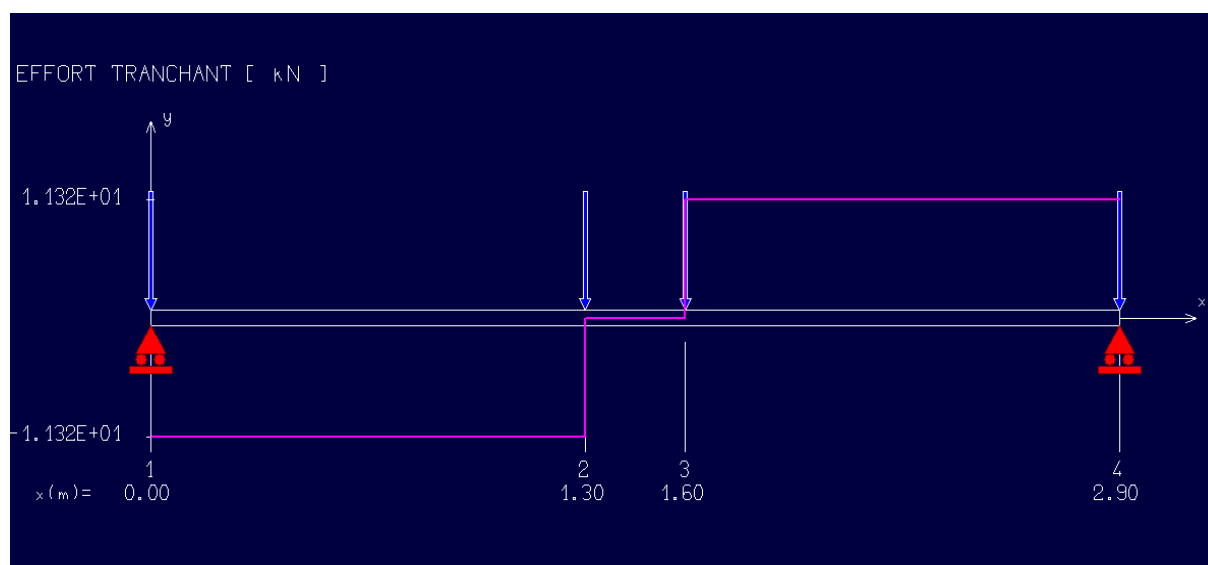
F= 2.874 mm

le moment fléchissant



Msd= 14.71 KN .m

Effort tranchants



$$V_{sd} = 11.32 \text{ KN}$$

les charge repartie

- le poids propre de IPE180 $G_p = 0.188 \text{ KN /m}$
- le poids de cloison (demi-mur) $G_{mur} = 1.1 \text{ KN /m}^2$

Dimension et caractéristique de l'IPN180

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r_1	A (cm ²)	P (KG/mL)
180	91	5.3	8	9	23.9	18.8

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)
1317	146.3	7.42	166.4	100.9	34.6	2.05	17.9

Vérification à l'ELU

La classe de la section

Semelle comprimée :

$$\begin{aligned} C &= (b/2) / t_f \\ &= (91/2) / 8 \\ &= 5.68 \text{ mm} < 9\varepsilon = 9 \text{ donc la semelle est de classe 1.} \end{aligned}$$

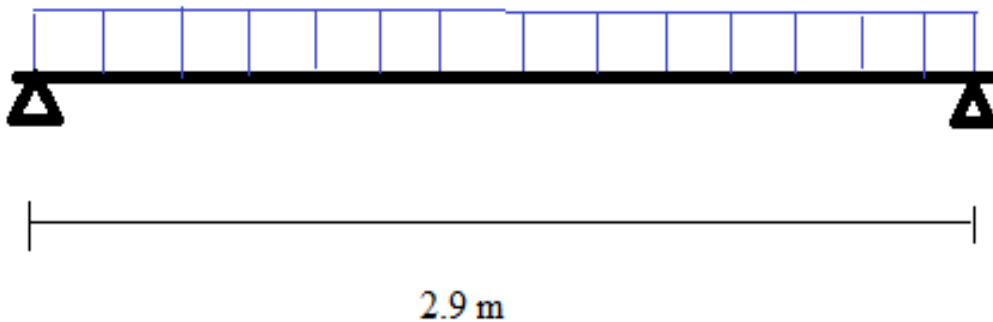
Ame fléchi

$$d / t_w = 164 / 5.3 = 30.94 \text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

$$q = G_{\text{cloison}} \times L/2 + P_p = 1.1 \times 4.05/2 + 0.188 = 2.4156 \text{ KN/m}$$

$$q = 2.416 \text{ kn/m}$$



le moment fléchissant :

$$M_{sd} = (q \times l^2) / 8 = (2.4156 \times 2.9^2) / 8 = 2.54 \text{ KN.m}$$

l'effort tranchants

$$V_{sd} = (q \times l) / 2 = (2.4156 \times 2.9) / 2 = 3.503 \text{ KN}$$

la flèche

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

$$F = (5 \times q \times l^4) / (384 \times E \times I_y)$$

Avec :

$$q : = 2.4156 \text{ KN /m}$$

$$f_{adm} = L/250$$

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

$$L = 2.9 \text{ m}$$

$$F = (5 \times q \times l^4) / (384 \times E \times I_y) = (5 \times 2.4156 \times 2900^4) / (384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4) = 0.804 \text{ mm}$$

$$M_{plrd} = f_y \times W_{ply} / \gamma_m = (0.235 \times 166.4) / 1.1 = 35.55 \text{ KN.m}$$

$$V_{plrd} = A_v \times f_y / \gamma \sqrt{3} = (1125 \times 0.235) / 1.1 \sqrt{3} = 138.76 \text{ KN}$$

$$f_{adm} = L/250 = 2900/250 = 11.6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{total} = 2.954 \text{ mm} \\ M_{sd_{total}} = 17.25 \text{ kn.m} \\ V_{sd_{total}} = 14.82 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$V_{sd} = 14.82 \text{ KN} < V_{plrd} = 138.76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$M_{sd} = 17.25 \text{ KN} < M_{plrd} = 35.55 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$F = 3.67 \text{ mm} < F_{adm} = 11.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion : IPN 180 convient pour la poutre palière

V.2.2 Vérification de la console

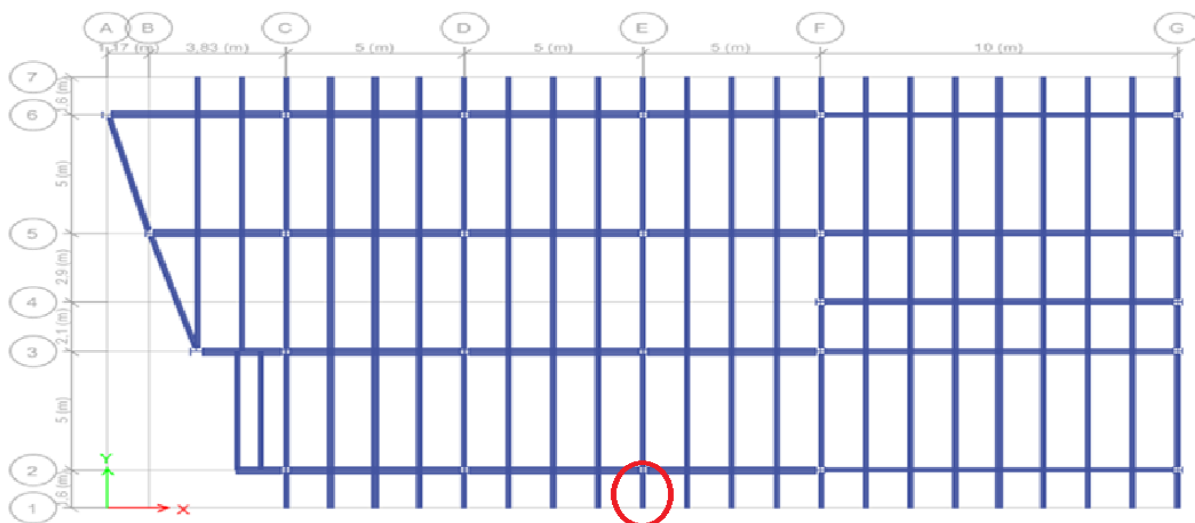


Figure : L'emplacement des consoles dans le plan .

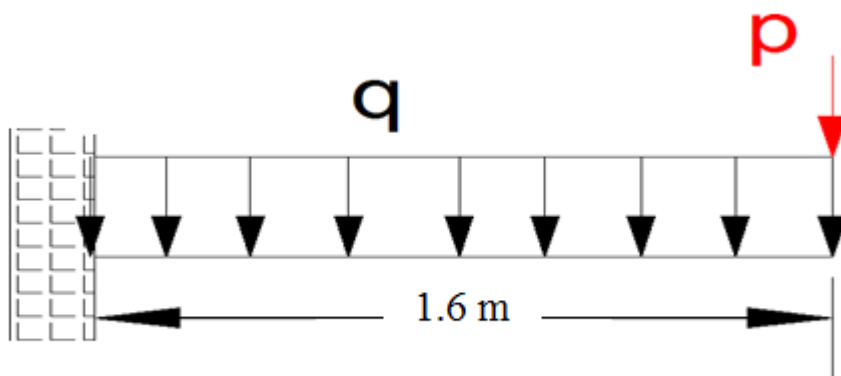


Figure V.4 : Schéma statique de la console.

Evaluation de charges

Les charges revenant sur la console sont :

Charge permanent..... $G_{\text{courant}} = 5.59 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q_{\text{courant}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charge de poids propre de solive IPE270 $G_p = 0.361 \text{ KN/ml}$

P : réaction de cloison extérieur..... $G_P = 1.1 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 (g_p + (G_t \times 1.25)) + 1.5 (Q \times 1.25) = 16.483 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}} = (g_p + (G_t \times 1.25)) + (Q_t \times 1.25) = 11.72 \text{ KN/m}$$

$$P : \text{réaction de cloison extérieur } q_p = G_p \times h \times \text{esp} = 1.1 \times 3.2 \times 1.25 = 4.4 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchants

$$V_{sd} = q_u \times L + P = 16.483 \times 1.6 + 4.4 = 30.773 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 2214 \times 10^{-8}}{\sqrt{3}} = 300.38 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

vérification de moment fléchissant

$$M_{sd} = (-q_u \times L^2 / 2) + (-PL) = (-16.483 \times 1.6^2 / 2) + (-4.4 \times 1.6) = -28.138 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{z} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{z} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 367.77 \times \left[\frac{270}{2} + 55 + 65 - \left\{ \frac{367.77}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 89.98 \text{ KNm}$$

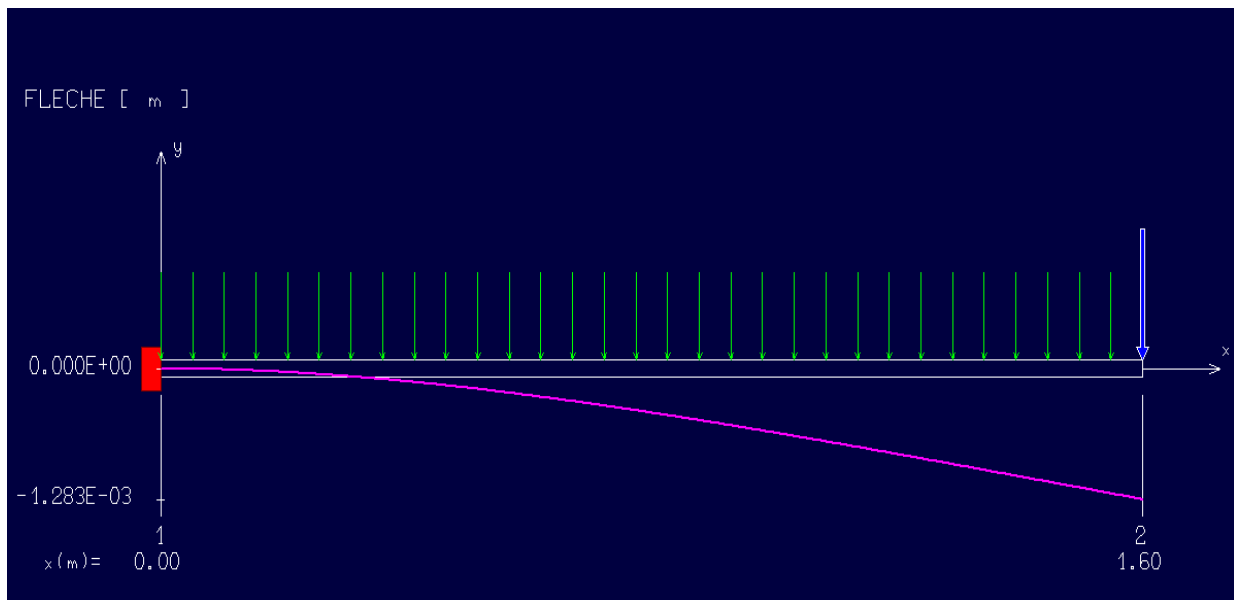
Avec:

$$\begin{cases} R_{\text{Béton}} = 1157.812 \text{ kN} \\ R_{\text{Acier}} = 367.77 \text{ kN} \end{cases}$$

Condition vérifiée

la rigidité

La déformé de se console est suivants :



$$F = 1.283 \text{ mm}$$

$$F_{\text{adm}} = L/250 = 1600 / 250 = 6.4 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

V.2.3 Vérification de l'acrotère

Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

Un effort normal dû à son poids propre (**G**).

Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

Dimensionnement :

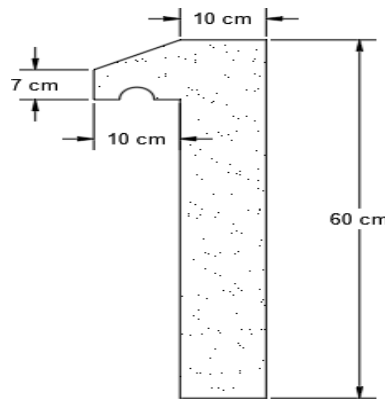


Figure V.5. Dimension de l'acrotère.

Principe de calcul

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

Evaluation des charges :

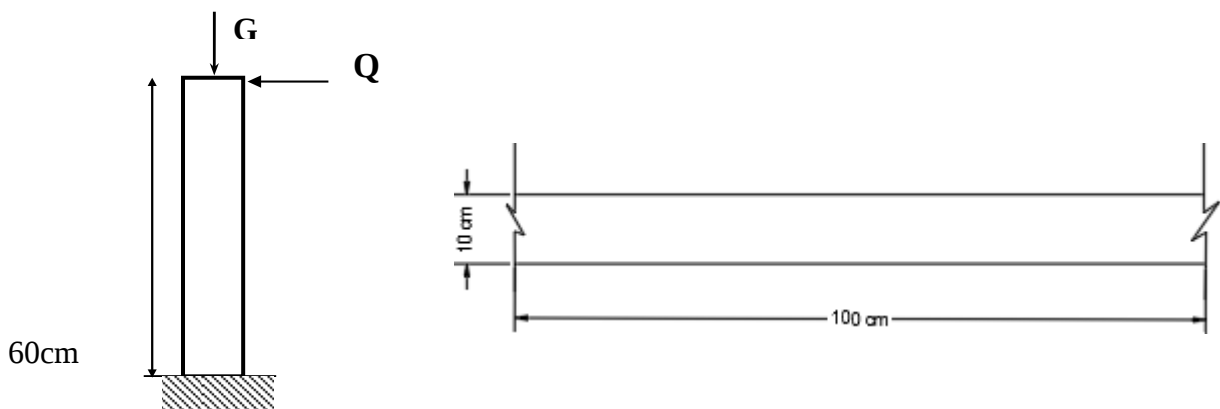


Figure V.6 Coupe transversale et longitudinale.

Les charges permanentes

$$S = [0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,03] \rightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2.$$

$$G = \rho b \times S = 0.0685 \times 25 = 1,712 \text{ KN/m} \rightarrow G = 1,712 \text{ KN/m}.$$

Les charges d'exploitation

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

Détermination de l'effort due au séisme

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone III** et le groupe **d'usage 2**. Donc : **A = 0,25**.
- ✓ **C_p** : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le tableau (6.1), dans notre cas : **C_p = 0,8**.
- ✓ **W_P** : le poids propre de l'acrotère : **W_P = 1,712 KN/m**.

$$F_P = 4 * 0,25 * 0,8 * 1,712 = 1.3696 \text{ KN/m}.$$

Tableau .V.11. Evaluation des moments et efforts tranchants.

Pour G	N_G = 1,712 $\frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	M_G = 0	T_G = 0
Pour Q	N _Q = 0	M _Q = H*Q = 0,6*1 = 0,60	T _Q = Q = 1
Pour Fp	N _{Fp} = 0	M _{Fp} = 0,6 * 1.3696 = 0,822	T _{Fp} = F _p = 1.3696

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (1.3696 ; 1) \rightarrow F_p = 1.3696 \text{ KN/m}.$$

On a :

Q < F_p ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations **W_p, F_p** .

Poids propre : **N_G = 1,712 KN/m** .

Un moment : **M (F_p) = F_p×H = 0,822 KN** .

Un effort tranchant : **T_{fp} = 1.3696 KN/** .

Détermination des moments et les efforts normaux

Calcul à ELU :

$$N_u = 1,35 * W_G = 1,35 * 1,712 = 2,31 \text{ KN/m.}$$

$$M_u = 1,5 * M_{fp} = 1,5 * 0,822 = 1.233 \text{ KN. m/m.}$$

$$T_u = 1,5 * T_{fp} = 1,5 * 1.3696 = 2.0544 \text{ KN/ml.}$$

Calcul à ELS :

$$N_s = W_G = 1,712 \text{ KN/m.}$$

$$M_s = M_{fp} = 0,822 \text{ KN. m/m.}$$

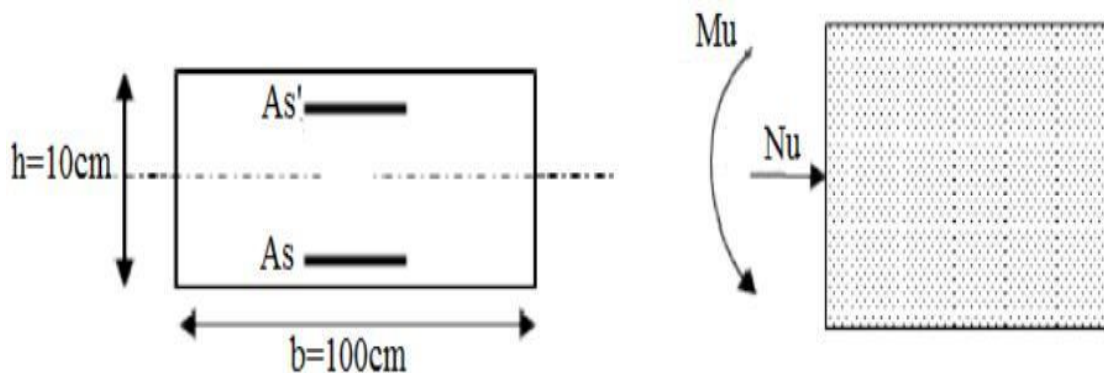
$$T_u = T_{fp} = 1.3696 \text{ KN/ml.}$$

Tableau V.12. Evaluation des sollicitations.

	N (KN)	M (kn.m)	T
ELU	2,31	1.233	2.0544
ELS	1,712	0.822	1,3696

Ferraillage

Calcul de l'excentricité :



$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.233}{2,31} = 0,53 \text{ m} = 53\text{cm.}$$

$$e_0 = h/2 - c = 10/2 - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e_u > e_0$, le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression → La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

Ferraillage :

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \cdot (h/2 - c)$$

$$M_{ua} = 1.233 + 2.31 \times (10/2 - 2.5) = 1.29 \text{ KN.m}$$

Calcul en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

avec :

$$\begin{cases} c = 2.5 \\ d = h - 2.5 = 7.5 \text{ cm} = 75 \text{ mm} \\ b_0 = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm} \\ F_{bc} = 0.85 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \cdot 25 / 1.5 = 14.16 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.29 \cdot 10^6}{1000 \cdot 75^2 \cdot 14.16} = 0.016$$

$$\mu_l = 0.391 > \mu_{bu} = 0.016 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow (\text{Pas d'acier comprimé}).$$

En armatures tendues seulement :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.020$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 7.438 \text{ cm}.$$

$$f_{su} = f_e / 1.15 = 348 \text{ MPa}.$$

$$A = 49.83 \text{ mm}^2 = 0.498 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\text{Il faut que : } A_u > A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 0.9056 \text{ cm}^2$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = A_{min}$$

$$\text{Le choix : 4T6 avec } A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement : [Art . A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99]

Vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$V_u = 1,5 \times T_{pr} = 1,5 \times 1.3696 = 2,0544 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.0544 \times 10^{-3} / (100 \times 750) = 0,027 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0.15 \times F_c / \gamma_b : 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau_u < \text{Min}(0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u < \text{Min} (2,5 : 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau_u = 0.027 < \tau = 2,4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifié 99 Art 6.1.3)

La condition doit être vérifiée $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_{se} = \Psi_s f_{t28} \Rightarrow 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ Mpa}} \\ \Psi_s = 1.5 : \text{Acier de haute adhérence} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = \mathbf{2,1 \text{ MPa}} \end{cases}$$

D'après RPA (Article A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{us}}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures (on a 4 armateurs de 6mm)

$$\sum u_i = n \times (\pi \times \varphi)$$

$$\sum u_i = 6 \times (3,14 \times 0,6) = 7,536 \text{ cm} \Rightarrow \sum u_i = \mathbf{75,36 \text{ m}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0,4038 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_{se} = 0,4038 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Ψ_s : est le coefficient de scellement

$$\Psi_s^2 \times 0.6 \times f_{t28} = 1.5^2 \times 0.6 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,4038 \text{ MPa} < 2.83 \text{ Mpa.} \quad \textbf{pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

CHAPITRE VI

ETUDE D'ASSEMBLAGE

VI. Les assemblages

VI.1 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

Soit bout à bout (éclissage, raboutages), 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 tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VI.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Ces assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé. Ce dernier présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites.

Le soudage

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

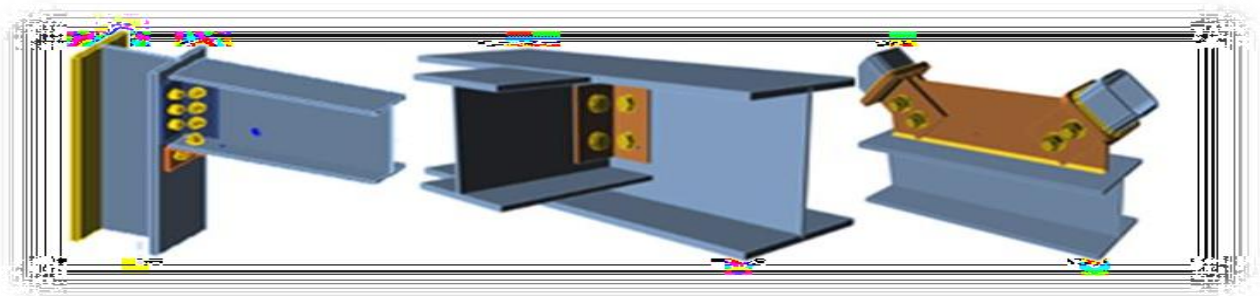


Figure VI.1: Exemples des assemblages boulonnés.



Figure VI.2: Exemples des assemblages soudés.

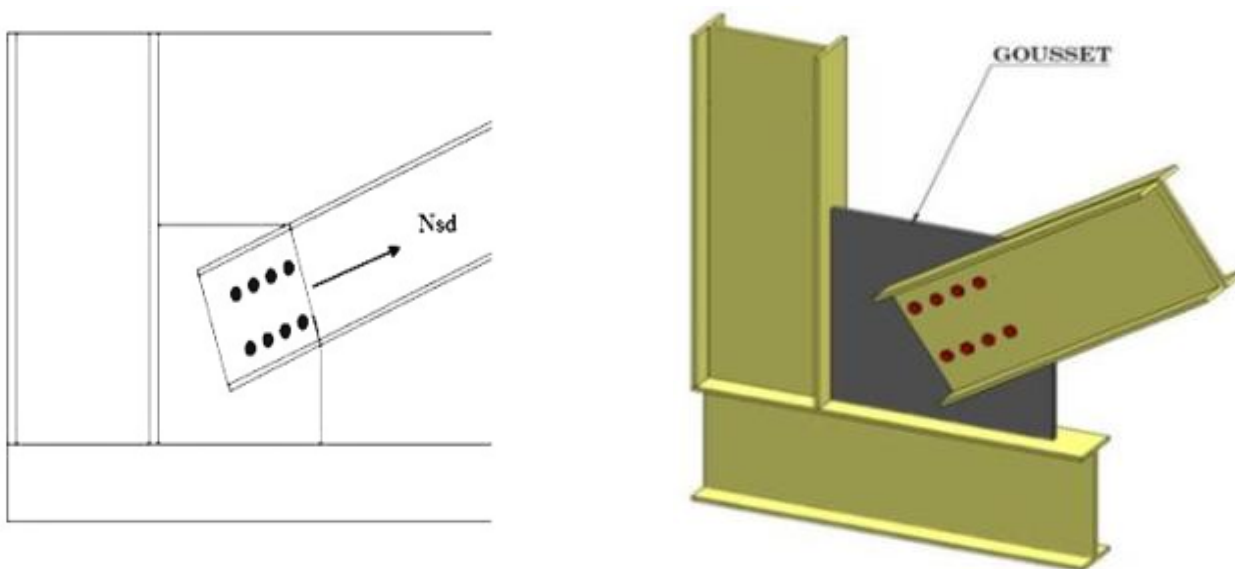
Dans ce chapitre, cinq (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage gousset –contreventements
- Assemblage pied d'poteaux

Remarque

en fait le calcul d'assemblage par logiciel ROBOT et un type d'assemblage on le fait manuel

VI.3 Contreventement en V



F **igureVI.3 : Assemblage poteau – diagonale.**

L'effort tranchant repris par 2UPN300 est : $V_{sd} = 769.18 \text{ KN}$

Cet assemblage elle combine de 2 assemblages :

Assemblages poteau – gousset

Assemblages gousset – Contreventement

VI.3.1 Assemblages poteau – gousset :(cisaillement)

Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques de 2UPN300:

$$\left\{ \begin{array}{l} H=300\text{mm} \\ T_f=16\text{mm} \\ T_w=10\text{mm} \\ B=100\text{mm} \\ S=58.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Epaisseur de la piece : **15mm**

Le choix des boulons

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

On choisit 12 boulons de diamètre (M22) de classe HR10.9

$$\text{M22 ; } d=22\text{mm et } d_0=d+3=25\text{mm}$$

Disposition constructive des boulons (EC3.art.6.5.1.4)

Vérification la pression diamétrale

$$1.2d_0 < e_1 < \max(12t, 150\text{mm})$$

$$30 < e_1 < \max(180, 150\text{mm})$$

$$\text{Donc } e_1 = 55\text{mm}$$

$$2.2d_0 < p_1 < \max(14t, 200\text{mm})$$

$$55 < p_1 < \max(210, 200\text{mm})$$

$$\text{Donc } p_1 = 100\text{mm}$$

$$1.5d_0 < e_2 < \max(12t, 150\text{mm})$$

$$37.5 < e_2 < \max(180, 150\text{mm})$$

$$\text{Donc } e_2 = 70\text{mm}$$

$$3d_0 < p_2 < \max(14t, 200\text{mm})$$

$$75 < p_2 < \max(210, 200\text{mm})$$

$$\text{Donc } p_2 = 130\text{mm}$$

$$L = 2 \times e_1 + 5 \times p_1 + 6 \times d = 850\text{mm}$$

$$B = 2 \times d + p_2 + 2 \times e_2 = 350\text{mm}$$

Avec :

$$A \geq 0,6h \text{ (h est la hauteur de l'âme)}$$

$$A \geq 180 \text{ mm.}$$

Cisaillement

Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} < F_{vrd}$$

$$F_{vrd} = (k_s \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma$$

$$V \times \sin \alpha = 653.720 \text{ Kn... avec } \alpha = 58.2$$

$$K_s = 0.3$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 303 \text{ cm}^2$$

D. Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,1$

$$F_{vrd} = 0.3 \times 0.7 \times 1000 \times 0.303 / 1.1$$

$$F_{vrd} = 57.845 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = V / \text{nbr boulons} = 653.7 / 12 = 54.475 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 54.475 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < F_{vrd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Traction

$$V \cdot \sin \alpha = 405.32 \text{ KN avec } \alpha = 58.2$$

$$F_{trd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \dots \dots \dots (\text{EC.tab.6.5.3})$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 303 \text{ cm}^2$$

$$F_{trd} = k_s \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{trd} = 0.7 \times 1000 \times 0.303$$

$$F_{trd} = 212.1 \text{ KN}$$

$$T_{sd} = T / \text{nbr boulons} = 405.32 / 12$$

$$T_{sd} = 33.77 \text{ KN}$$

$$T_{sd} < F_{trd} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.2 Assemblages gousset – Contreventement

Il faut que :

$$V_{sd} < n \cdot F_{vrd}$$

$$V = 769.18 \text{ KN}$$

On choisit le diamètre (M22) de classe 10.9

$$k_s = 0.3$$

$$f_{ub} = 1000$$

$$n = 2 \text{ (2 plan de cisaillement)}$$

$$V_{sd} = V / \text{nbr boulons}$$

$$F_{vrd} = n \times (k_s \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma$$

$$F_{vrd} = 2 \times (0.3 \times 0.7 \times 1000 \times 0.303) / 1.1 = 115.69 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 115.69 \text{ KN}$$

$$\text{nbr boulons} = v / n \times F_{vrd} = 769.18 / 115.69 = 6.64$$

on prend 7 boulons de M22 ou 6 boulons de M24

$$V_{sd} = 769.18 / 7 = 109.88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 109.88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < n \cdot F_{vrd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la pièce:(cisaillement)

Il faut :

$$F_{vsd} < F_{brd}$$

$$F_{brd} = (2.5 \times \alpha \times d \times t \times f_u) / \gamma_{mb}$$

$$F_{vsd} = V / \text{nbr boulon}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 15 \text{ mm} \\ d = 22 \text{ mm} \\ f_y = 235 \text{ Mpa} \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \\ \alpha = 0.426 \end{array} \right.$$

Il faut : **$F_{tsd} < B_{rd}$**

$$B_{rd} = (0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u) / \gamma_{mb}$$

$$F_{tsd} = T / \text{nbr boulons}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 15 \text{ mm} \\ d_m = 34.5 \text{ mm} \\ f_y = 235 \text{ Mpa} \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$B_{rd} = (0.6 \times \pi \times 34.5 \times 15 \times 360) / 1.25 = \mathbf{89.42 \text{ KN}}$$

$$F_{tsd} = 405.32 / 12 = 33.77 \text{ Kn} = \mathbf{33.77 \text{ KN}}$$

$F_{tsd} < B_{rd}$**Condition vérifiée**

$\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 400

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 158,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$F_b = 80,38$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 55$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 70; 70; 70; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{ebu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	734	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	734	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

EFFORTS

Cas:	Calculs manuels		
$M_y =$	86,30	[kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	128,64	[kN]	Effort tranchant
$F_x =$	0,00	[kN]	Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	22	30			15	26	-3	28			30	37			
2	Centraux	22	30					-3	28							70
3	Centraux	22	30					-3	28							70
4	Centraux	22	30					-3	28							70
5	Centraux	22	30					-3	28							70

$x = 73$ [mm] Zone comprimée $x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	478	165,03	0,00	346,82	-1090,10	80,38	- >	80,38	100,00
2	408	69,40	90,48	83,09	-829,23	80,38	- >	69,40	100,00
3	338	69,40	90,48	83,09	-829,23	80,38	- >	69,40	100,00
4	268	69,40	90,48	83,09	-829,23	80,38	- >	69,40	100,00
5	198	69,40	90,48	83,09	-829,23	80,38	- >	69,40	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} = 715,96$ [kN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$

$M_{tot} = 245,34$ [kN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$ [9.2.2.2]

Moment [9.2.2.2.1]

$M_y \leq M_{tot}$ $86,30 < 245,34$ vérifié (0,35)

Effort tranchant [8.1.2]

$$Q_{adm} = 26,53 \text{ [kN]}$$

$$Q_{adm} = 1.1 * \mu_v * (P_v - N_1)$$

$$Q_1 \leq Q_{adm} \quad 12,86 < 26,53 \quad \text{vérifié} \quad (0,48)$$

Effort axial [9.1]

$$F_{min} = 120,58 \text{ [kN]}$$

$$F_{min} = \min(0.15 * A * \sigma_e, 0.15 * n * P_v)$$

$$|F_x| \leq F_{min} \quad |0,00| < 120,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

La méthode de calcul est applicable

VERIFICATION DE LA POUTRE

$$F_{res} = 251,84 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression}$$

$$F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c adm} = 984,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre}$$

$$N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc}/A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad 251,84 < 984,15 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 251,84 < 1769,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

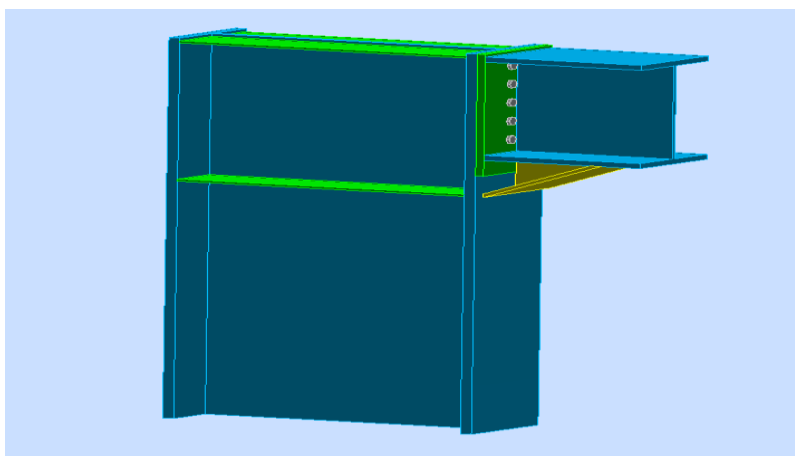
$$V_R = 1533,38 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans l'âme}$$

$$V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$$

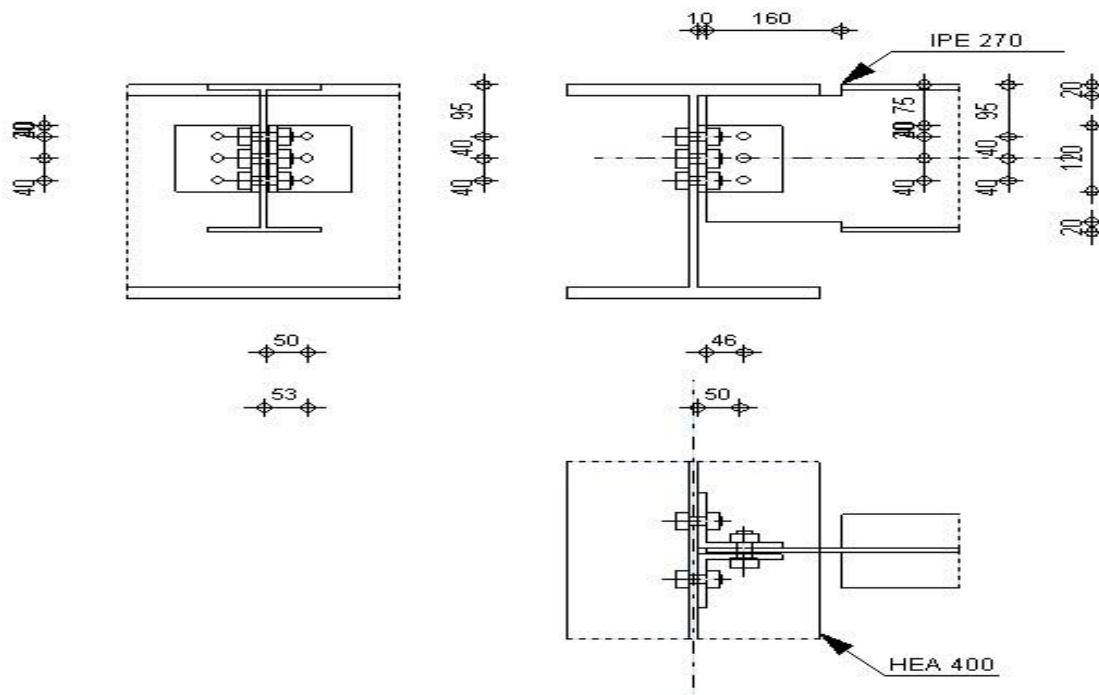
$$|F_{res}| \leq V_R \quad |251,84| < 1533,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,48



VI.5 Assemblage poutre-solive



GENERAL

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)

GEOMETRIE

POUTRE PORTEUSE

Profilé: HEA 400

$\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h = 390$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

$b = 300$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

$t_w = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

$t_f = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

$r = 27$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A = 158,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_y = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE PORTEE

Profilé: IPE 270

$\alpha_2 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	270	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	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
$A_b =$	45,95	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	5789,78	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{eb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

ENCOCHE DE LA POUTRE PORTEE

$h_1 =$	20	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	20	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	160	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$\alpha_3 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	120	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER		
$\sigma_c =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEUSE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d' =$	16	[mm] Diamètre du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$A'_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	3,00		Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	20	[mm]	Niveau du premier boulon

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3,00		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	20	[mm]	Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$T =$ 52,48 [kN] Effort tranchant

RESULTATS

BOULONS

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |52,48| < 95,09 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f_y \quad |52,48| < 219,56 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |52,48| < 96,73 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | 52,48 | < 744,48 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | 52,48 | < 436,22 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | 52,48 | < 183,48 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad | 52,48 | < 85,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,61)$$

CORNIERE

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 52,48 | < 293,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 52,48 | < 676,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 52,48 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | 52,48 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | 52,48 | < 146,53 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | 52,48 | < 146,53 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad | 52,48 | < 162,59 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | 52,48 | < 203,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,61

GENERAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2		Barre 4		
Profilé:		2 UPN 300	2 UPN 300		2 UPN 300		
	h	300	300		300		mm
	b _f	100	100		100		mm
	t _w	10	10		10		mm
	t _f	16	16		16		mm
	r	16	16		16		mm
	A	58,56	58,56		58,56		cm ²
Matériau:		ACIER	ACIER		ACIER		
	σ _e	235,00	235,00		235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00		365,00		MPa
Angle	α	37,5	14,0		68,4		Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

d = 22 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 3,03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 3,80 [cm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 1200,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 7 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 45;45;45;45;45;45 [mm]

e₁ = 25 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Espacement des boulons 45; 45; 45; 45; 45; 45 [mm]

$e_1 = 25$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_c = 250$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 5$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60; 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 150$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 50$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 5$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 45; 45; 45; 45 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 150$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 800$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 800$ [mm] Hauteur de la platine

GOUSSET

$l_p = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $t_p = 25$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-50; 70)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 450$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$\sigma = 235,00$ [MPa] Résistance

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_1 = 820,22$ [kN] Effort axial
 $N_2 = 246,35$ [kN] Effort axial
 $N_4 = 553,05$ [kN] Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Section gousset

$N_1 < N_{res}$ $|820,22| < 1886,73$ **vérifié** (0,43)

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$ $|246,35| < 2294,96$ **vérifié** (0,11)

BARRES

$T_1 = 1007,90$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_1 = 2639,38$ [kN] Résistance de la barre

$|N_1| < \min(T_1; M_1)$ $|820,22| < 1007,90$ **vérifié** (0,81)

$T_2 = 582,12$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_2 = 2648,78$ [kN] Résistance de la barre

$|N_2| < \min(T_2; M_2)$ $|246,35| < 582,12$ **vérifié** (0,42)

$T_4 = 582,12$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

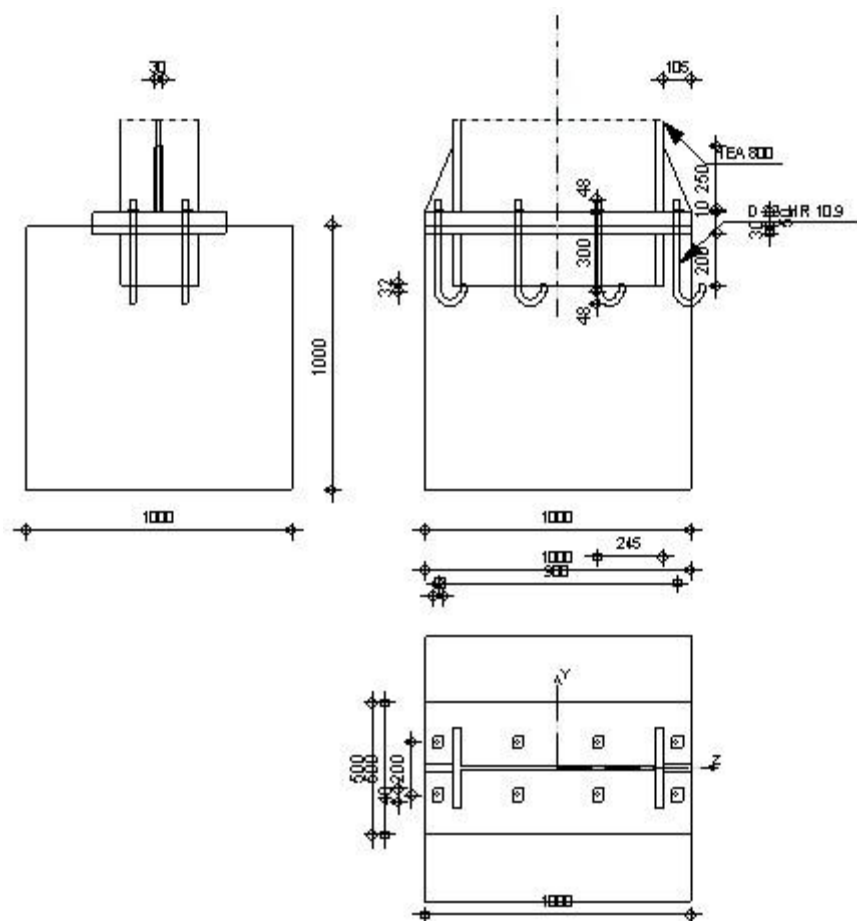
$M_4 = 2648,78$ [kN] Résistance de la barre

$|N_4| < \min(T_4; M_4)$ $|553,05| < 582,12$ **vérifié** (0,95)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,95

VI.7 Assemblage pied d'poteaux



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: **HEA 800**

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	790	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	28	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	30	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	285,83	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	303443,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} =$ 235,00 [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} =$ 1000 [mm] Longueur

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 50$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER
 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} = 1000$ [mm] Longueur
 $b_{pp} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pp} = 30$ [mm] Epaisseur

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 300; 300$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 200$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48$ [mm]
 $L_2 = 300$ [mm]
 $L_3 = 96$ [mm]
 $L_4 = 32$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 48$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 800
 $h_w = 200$ [mm] Hauteur
 Matériau: ACIER
 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_r = 105$ [mm] Longueur
 $h_s = 250$ [mm] Hauteur
 $t_s = 30$ [mm] Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} = 30,00$ [MPa] Résistance
 $\sigma_{bc} = 17,00$ [MPa] Résistance

$\rho_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	12,99 = -1, #J	vérifié	(0,00)
ANCRAGE			
$N_{ty} = 5,35$ [kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y	$N_{ty} = F_{ty}/n$	
$N_t = 5,35$ [kN]	Force de traction max dans le boulon d'ancrage	$N_t = N_{ty}$	
Vérification de la semelle tendue du poteau			
$l_1 = 150$ [mm]		$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$	
$l_2 = 173$ [mm]		$l_2 = \pi \cdot a_2$	
$l_3 = 136$ [mm]		$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$	
$l_4 = 186$ [mm]		$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$	
$l_{eff} = 136$ [mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$	
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$	5,35 < 897,47	vérifié	(0,01)
Adhérence			
$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (L_2 + 10 \cdot r - 5 \cdot d)$	5,35 < 66,68	vérifié	(0,08)
Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige			
$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	5,35 < 218,16	vérifié	(0,02)
BECHE			
Béton			
$ T_z \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	9,12 < 867,00	vérifié	(0,01)
$ T_y \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H$	-212,94 < 2283,10	vérifié	(0,09)
Ame			
$ T_z \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	9,12 < 1493,81	vérifié	(0,01)
$ T_y \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	-212,94 < 2279,38	vérifié	(0,09)
Semelle			
$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	9,12 < 11695,95	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	-212,94 < 3132,84	vérifié	(0,07)
Soudure âme			
$ T_z \leq 2/k \cdot f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	9,12 < 1138,14	vérifié	(0,01)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	-212,94 < 1687,81	vérifié	(0,13)
Semelle			
$ T_z \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	9,12 < 3375,63	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	-212,94 < 883,84	vérifié	(0,24)
Ame poteau			
$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	9,12 < 1927,41	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	-212,94 < 3753,74	vérifié	(0,06)
PLATINE			
Zone de traction			
$M_{11'} = 0,59$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{tz} - h_c/2)$	
$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot W$	0,59 < 170,18	vérifié	(0,00)
Cisaillement			
$V_{11'} = 10,70$ [kN]	Effort tranchant	$V_{11'} = n_v \cdot N_t$	
$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5$	10,70 < 678,39	vérifié	(0,02)
$t_{pmin} = 0$ [mm]		$t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$	

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	50 > 0	vérifié	(0, 00)
Traction			
$a_1 = 44$ [mm]	Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2}a_p$	
$a_2 = 55$ [mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (\sum H_i - h_c)/2$	
$a_3 = 64$ [mm]	Pince bord de la soudure du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	$a_3 = a_4 - \sqrt{2}a_r$	
$a_4 = 85$ [mm]	Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	$a_4 = (e_{v1} - t_r)/2$	
$N_i[daN] \leq 375 * t_{pd}[mm] * [a_2/a_1 + (a_4/a_3)]$	534,91 < 48591,38	vérifié	(0, 01)
Zone comprimée			
$M_{22'} = 33,29$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_{22'} = b_{pd}/24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$	
$M_{22'} \leq \sigma_e * W$	33,29 < 170,18	vérifié	(0, 20)
Cisaillement			
$V_{22'} = 610,23$ [kN]	Effort tranchant		
$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	610,23 < 678,39	vérifié	(0, 90)
$t_{pmin} = 13$ [mm]		$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$	
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	50 > 13	vérifié	(0, 27)
Section oblique dans la zone de la dalle comprimée			
$l_1 = 183$ [mm]	Distance horizontale (section 55' ou 66')		
$l_2 = 235$ [mm]	Distance verticale (section 55' ou 66')		
$l_3 = 298$ [mm]	Longueur de la section 55'	$l_3 = \sqrt{l_1^2 + l_2^2}$	
$M_{55'} = 13,41$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_{55'} = p_m * (l_1 * l_2) / (6 * l_3)$	
$M_{55'} \leq \sigma_e * (l_3 * t_{pd}^2) / 6$	13,41 < 29,15	vérifié	(0, 46)
Cisaillement			
$V_{55'} = 92,97$ [kN]	Effort tranchant	$V_{55'} = p_m * l_3 * t_{pd}$	
$V_{55'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * l_3 * t_{pd} / 1.5$	92,97 < 1346,43	vérifié	(0, 07)
Pression diamétrale			
$ t_z = 0,00$ [kN]	Effort tranchant	$t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$	
$ t_z' \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	0,00 < 775,50	vérifié	(0, 00)
$ t_v = 0,00$ [kN]	Effort tranchant	$t_v = (Q_v - 0.3 * N) / n_v$	
$ t_v' \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	0,00 < 775,50	vérifié	(0, 00)
RAIDISSEUR			
$V_1 = 6,69$ [kN]	Effort tranchant	$V_1 = \max(1.25 * N_i, 2 * N_i / [1 + (a_4/a_2)^2])$	
$M_1 = 0,37$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_1 = V_1 * a_2$	
$V_m = 610,23$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	$V_m = \max(V_1, V_{22'})$	
$M_m = 33,29$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	$M_m = \max(M_1, M_{22'})$	
Epaisseur			
$t_{r1} = 27$ [mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r1} = 2.6 * V_m / (\sigma_e * h_r)$	
$t_{r2} = 28$ [mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 * V_m^2 + 6.75 * M_m^2]} / (\sigma_e * h_r * l_r)$	
$t_{r3} = 11$ [mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r3} = 0.04 * \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$	
$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	30 > 28	vérifié	(0, 95)
Soudures			
$a'_r = 13$ [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque	$a'_r = k * \sqrt{[(0.7 * V_m)^2 + (1.3 * M_m / h_r)^2]} / (l_r * \sigma_e)$	
$a''_r = 9$ [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k * \max(1.3 * V_m, 2.1 * M_m / h_r) / (h_r * \sigma_e)$	

$a_r \geq \max(a'_r, a''_r)$	$15 > 13$	vérifié	(0,87)
------------------------------	-----------	---------	--------

POTEAU

Ame

$t_w \geq 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2)$	$15 > 7$	vérifié	(0,45)
--	----------	---------	--------

PLATINE DE PRESCELLEMENT

Pression diamétrale

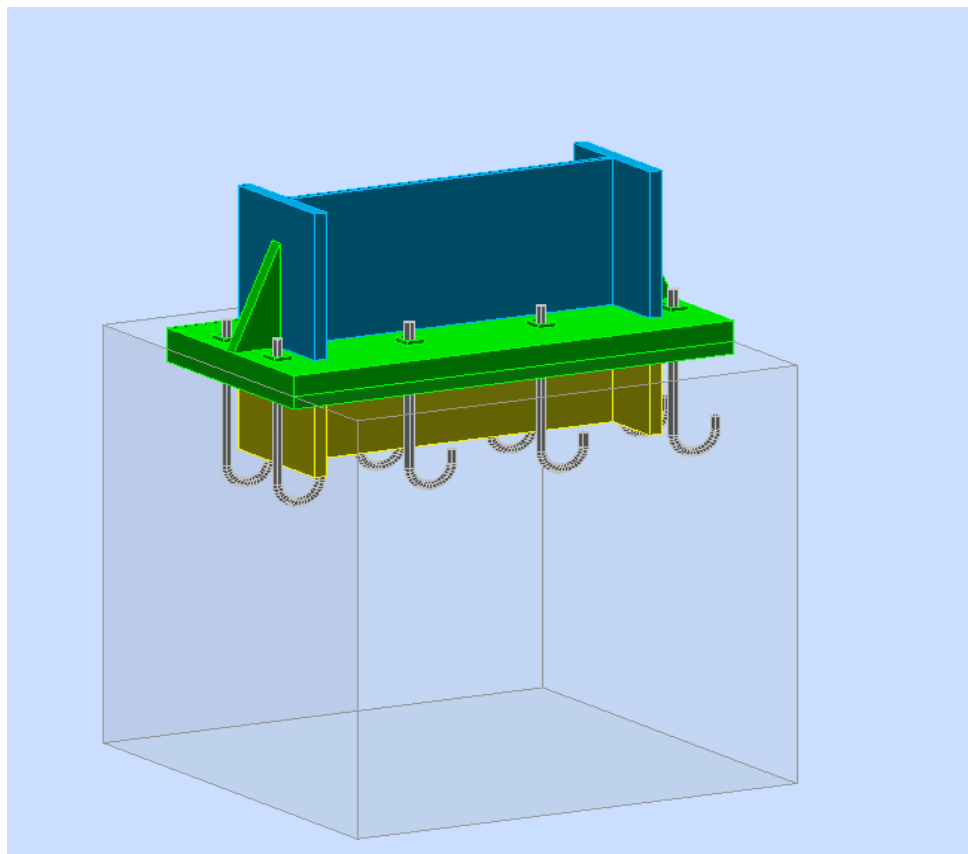
$ t_z' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	$ 0,00 < 465,30$	vérifié	(0,00)
$ t_y' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	$ 0,00 < 465,30$	vérifié	(0,00)

Soudures

$ T_z' \leq (2 \cdot \sigma_e \cdot a \cdot h) / (k \cdot \sqrt{3}) + (2 \cdot \sigma_e \cdot a \cdot b) / (k \cdot \sqrt{2})$	$ 0,00 < 3500,20$	vérifié	(0,00)
$ T_y' \leq (2 \cdot \sigma_e \cdot a \cdot b) / (k \cdot \sqrt{3}) + (2 \cdot \sigma_e \cdot a \cdot h) / (k \cdot \sqrt{2})$	$ 0,00 < 3744,14$	vérifié	(0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,95



CHAPITRE VII

ETUDE FONDATIONS

VII. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VII.1 Classification des fondations

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

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

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

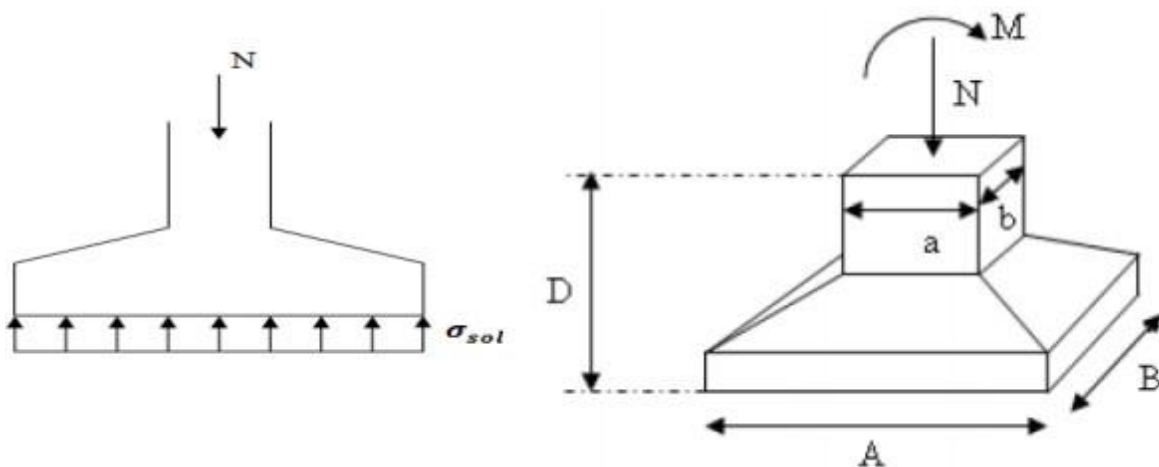
- **Les charges et surcharges transmises par la structure.**
- **La capacité portante du sol.**
- **La distance entre les axes des poteaux.**

Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

VII.1.1 Semelles isolée :



FigureVII.1 : Schéma des Semelles isolée sous poteaux.

$$N=3158.806 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A = \sqrt{S} ; \sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars.}$$

Le calcul se fait pour le nœud le plus sollicité ayant l'effort normal maximum à l'ELS.

$$semelle = \frac{3158.806}{250} = 12.63 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 3.55 \text{ m}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5B$

Tel que **L_{min}** l'entraxe minimum entre deux poteaux:

On a $1.5B = 5.33 \text{ m} \geq L_{\min} = 2.9 \text{ m} \dots \dots \dots$ **non vérifiée.**

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.1.2 Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui

Se trouve dans la même ligne

On doit vérifier que:

$$\sigma_{\text{sol}} > \frac{N}{S}$$

Tel que:

$$N = \sum N_i \quad S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

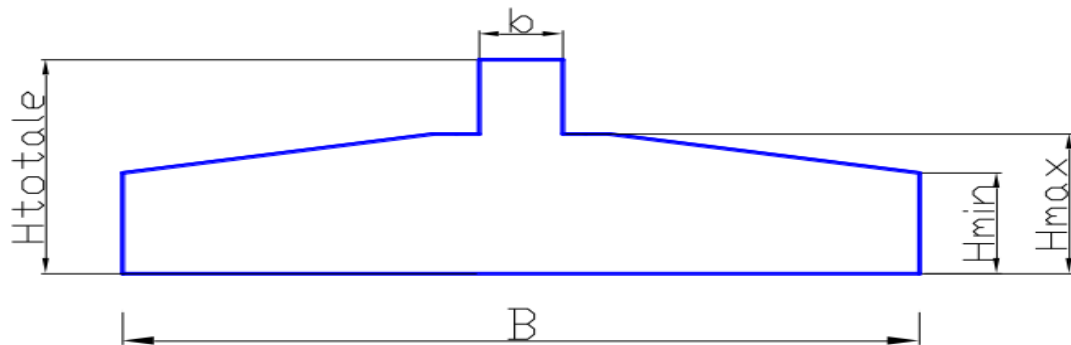
TableauVII.1: Efforts à la base de la structure sens x-x.

File	cob	Ns (kn)	L(m)	B(m)	B choisi	S(m²)
1	ELS	9604,959	25	1.53	1.6	40
2	ELS	14693,11	27.5	2.13	2.2	60.5
3	ELS	3872,881	10	1.54	1.6	16
4	ELS	15059,12	28.83	2.08	2.2	63.5
5	ELS	10412,34	30	1.38	1.5	45
S-Total						225

On doit vérifier que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtimen}}} = \frac{225}{570} = 0.394 = 40\% < 50\% \text{ (vérifiée)}$$

A. Pré dimensionnement de semelle filent :



$$H_{\max} \geq \frac{B-b}{4} + d$$

Avec :

d : cest enroubage d=5cm

b : largeur de pied d'potaeu b=100cm

B : largeur de semelle B= 220 cm

$$H_{\max} \geq \frac{220-100}{4} + 5 \longrightarrow H_{\max} = 60 \text{ cm}$$

La heuteur de nerveure H_{total} est en genrale choisie (pour des projets courants) dans l'intervalle :

$$0.5 \text{ m} \leq H_{\text{total}} \leq 1.2 \text{ m}$$

En prend : $H_{total} = 1m$

Calcul de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Où:

E : module d'élasticité du béton ($E = 32164,2 \text{ MPa}$).

K: coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$)

I : moment D'inertie de la semelle= $0,1189 \text{ m}^4$

A : la largeur de la semelle.

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

Si : $L_{max} \leq L_e \pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

Sil : $L_{max} > L_e \pi/2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi, Flamant et Westergaard

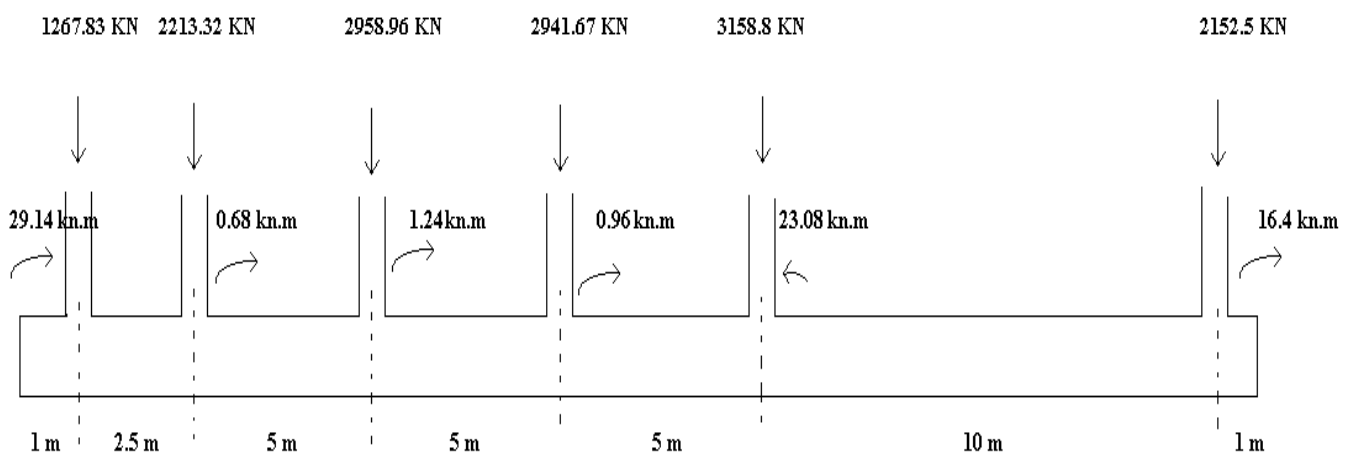
La longueur maximale entre axe de deux poteaux est de **10 m** d'où

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,2 \times 0,1189}{40 \times 2,2}} = 3,63 \text{ m}$$

$L_e \pi/2 = 5,7 \text{ m} > L_{max} = 10 \text{ m} \Rightarrow$ poutre rigide

Modèle Poutre continue sur sol élastique :

B. Calcul des efforts internes (le file les plus sollicité)



Les résultats obtenus sont représentés sous forme de diagramme

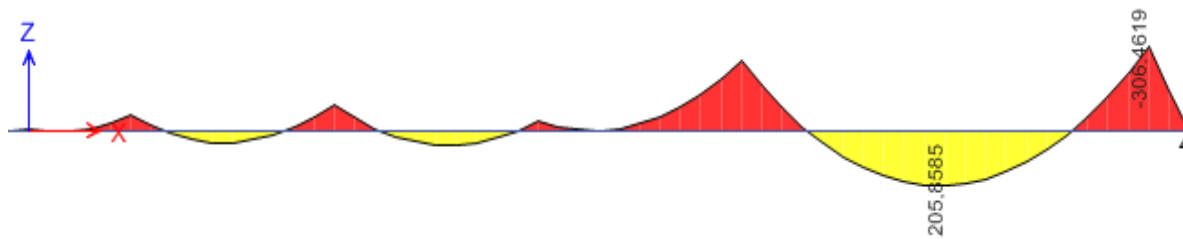


Figure VII.2 : Diagramme des moments en KN.m .

- Moment en appui : $M = 306.46 \text{ KN.m}$
- Moment a mi-trave : $M = 205.85 \text{ KN.m}$

C. Calcul de ferrailage transversal :

$$A_s = \frac{N_u * (B - b)}{8 d \sigma_s}$$

On prend $N_u = 3158,8 \text{ KN}$, c'est le plus sollicité

$$A_s = \frac{3158,8 * 10^3 (2200 - 1000)}{8 * 540 * 348} = 25.21 \text{ cm}^2$$

Le choix c'est 9T20 ; Donc $A = 28.27 \text{ m}^2$

D. Calcul de ferrailage longitudinal :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables :

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * F_{bc}}$$

Avec : $F_{bc} = 0,85 \times F_c / \gamma_s$

$$F_{bc} = 0,85 * 25 / 1,5 = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{205,58}{2200 * 540^2 * 14,17} = 0,022$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,022}) = 0,028$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,54(1 - 0,4 * 0,028) = 0,593$$

$$A_u = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$$

a. En travè

$$A_u = \frac{205,58}{0,59 + 348} = 10,01 \text{ cm}^2$$

on prend **7T14**, avec $A=10.77 \text{ cm}^2$

b. EN appuis

$$A_u = \frac{306,46}{0,59 + 348} = 14.85 \text{ cm}^2$$

on prend **7T20**, Donc $A=21.99 \text{ cm}^2$.

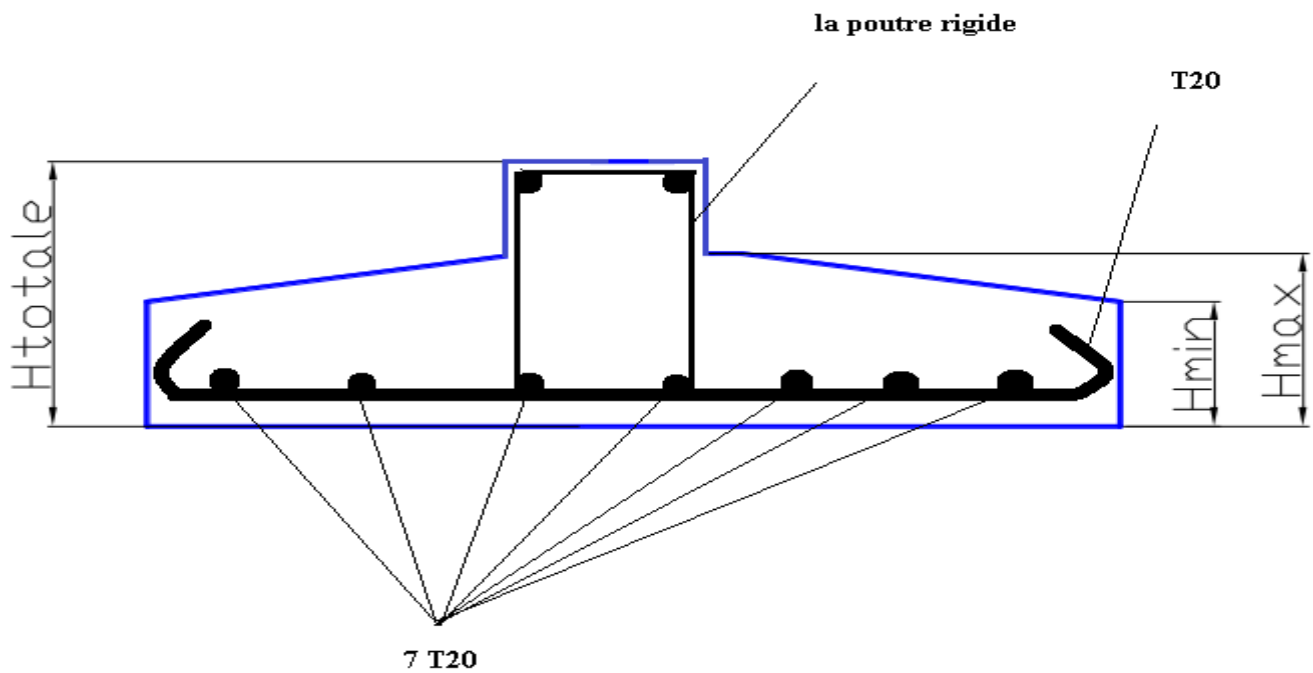


Figure VII.3 : ferrailage de semelle filante.

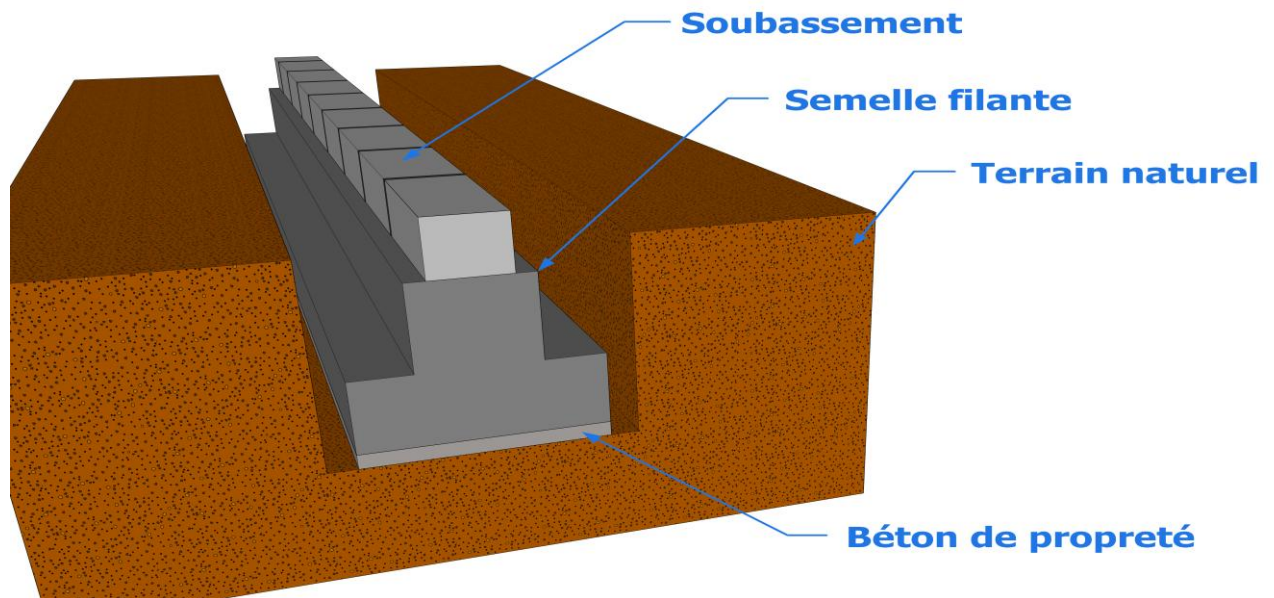


Figure VII.4 : schéma explicative pour la semelle filant.

VII.2 Conclusion :

Ce dernier chapitre consiste à calculer les fondations, les fondations sont destinées à transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure. Dans notre cas, la semelle filants était le type de fondation le plus adéquat considérant les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour les autres types de fondations. Nous avons adopté se type de fondation pour des raisons économiques.

RECHERCHE

COMPORTEMENT DU BATIMENT VIS-A-VIS DU FEU

Introduction

Chaque année des millions de personnes décèdent à cause du feu ; ainsi que des dégâts matériels considérables sont enregistrés.

Les objectifs de la sécurité incendie sont la protection efficace contre les risques d'incendie des personnes et des biens, et plus précisément ils concernent :

- La sauvegarde des vies des occupants de l'immeuble.
- La protection des vies des services d'intervention.
- La protection de l'intégrité du bâtiment.
- La sauvegarde des bâtiments adjacents.

Les exigences de base de la protection incendie consistent à :

- Réduire le développement de l'incendie.
- Eviter la propagation du feu.
- Assurer l'évacuation rapide des occupants avec une relative sécurité.
- Faciliter l'intervention du corps des sapeurs-pompiers.

Terminologie feu et incendie

Un feu est une combustion. On le trouve dans des fours, des chaudières sous forme de combustion contrôlée. Dans le domaine de l'incendie il devient une combustion incontrôlée. Il prend alors une dimension telle qu'il peut provoquer un incendie.

Déroulement d'un incendie

Le triangle du feu :

Pour qu'un feu (une combustion) prenne naissance, trois conditions doivent être réunies Simultanément:

- **Présence d'un combustible** : matière inflammable solide: (bois, charbon, papier...). Liquide: (essence, alcools...) ; gazeux: (butane, propane...).
- **Présence d'un carburant** : corps qui se combinant avec le combustible qui permet la combustion (oxygène, air, peroxyde...)
- **source d'inflammation** : source d'énergie nécessaire au démarrage de la combustion (Flamme étincelle décharge électrique...)

Ces trois composantes sont souvent représentées graphiquement sous forme d'un triangle. Appelé triangle du feu [3]



Figure 1 : triangle du feu .

Le développement d'un incendie

Un incendie comporte une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue [6].

Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la figure [1.2] et comportent :

- **Une phase couvante**

Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer. Cette phase n'est pas montrée sur la figure [1.2].

- **Une phase de croissance appelée « pré-flashover » (feu localisé)**

La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment. Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.

- **Un « flashover » (feu généralisé)**

C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.

- **Une phase de « post flashover »**

Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.

- **Une phase décroissante**

Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé

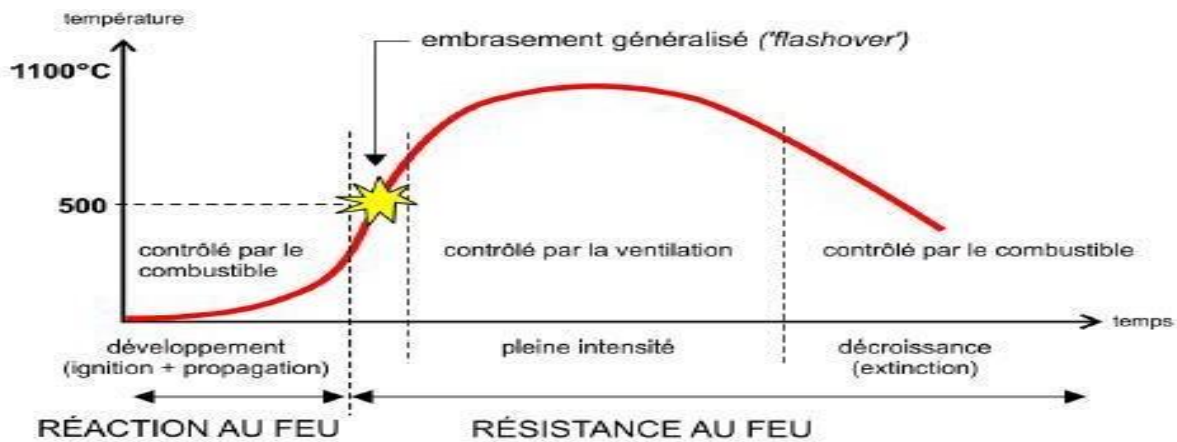


Figure 2 : phases de développement d'un incendie .

Modélisation d'un incendie

La façon la plus simple de représenter un incendie est d'utiliser des courbes nominales, soit une relation donnant l'évolution de la température des gaz en fonction du temps .

Des courbes ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels et les plus fréquemment utilisées sont :

Feu normalisé ISO834

Le feu conventionnel est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon continue avec le temps mais avec un taux de croissance.

Une courbe logarithmique est utilisée en laboratoire pour modéliser le feu la valeur de durée de résistance au feu n'indique pas la durée réelle pendant laquelle une composante résiste dans un incendie de bâtiment . elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'un incendie au quel la composante peut résister [4].

Tableau 1 : valeurs température – temps pour la courbe ISO834 [12].

temps (min)	température (C°)
0	20
5	576
10	678
15	739
30	842
60	945
90	1006
120	1049
180	1110
240	1153
300	1186
360	1214

La courbe standard ISO : $\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t+1)$

Avec

θ_g = température des gaz dans le compartiment en °C

t = temps en minutes

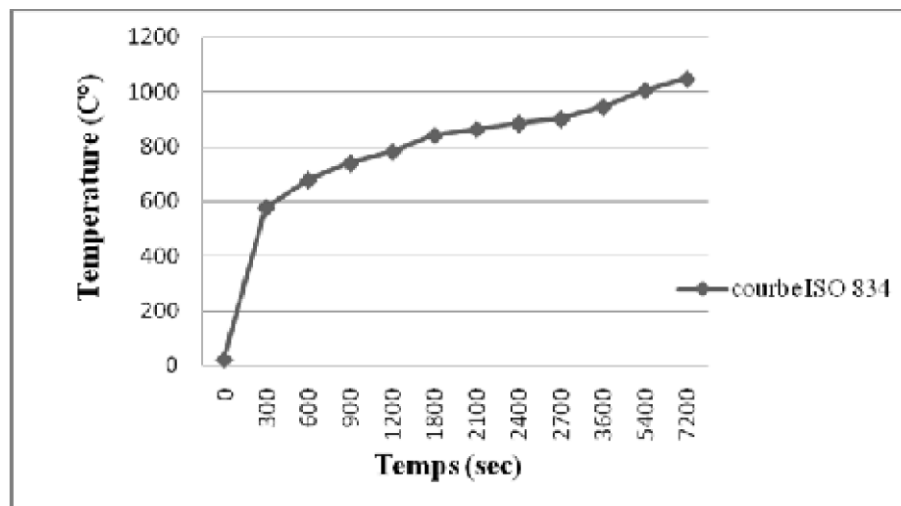


Figure 3 : courbe nominale du feu conventionnel ISO834.

Feu hydrocarbure

Développé dans les années 70 par la compagnie pétrolière Mobil présente une montée en température très rapide avec une température de 900 °C dans les 5 premières minutes et un plateau à 1100 °C. Cette recherche avait été initiée pour mettre au point une procédure de tes

pour évaluer les matériaux de protection contre le feu pour les plates formes de forage en

meret les complexes pétroliers.

La courbe des hydrocarbures température/temps est donnée par :

$$\theta_g = 20 + 1080.(1-0.325.e^{-0.167t}-0.675.e^{-2.5t})$$

Où :

θ_g = température des gaz dans le compartiment

en °Ct = temps en minutes

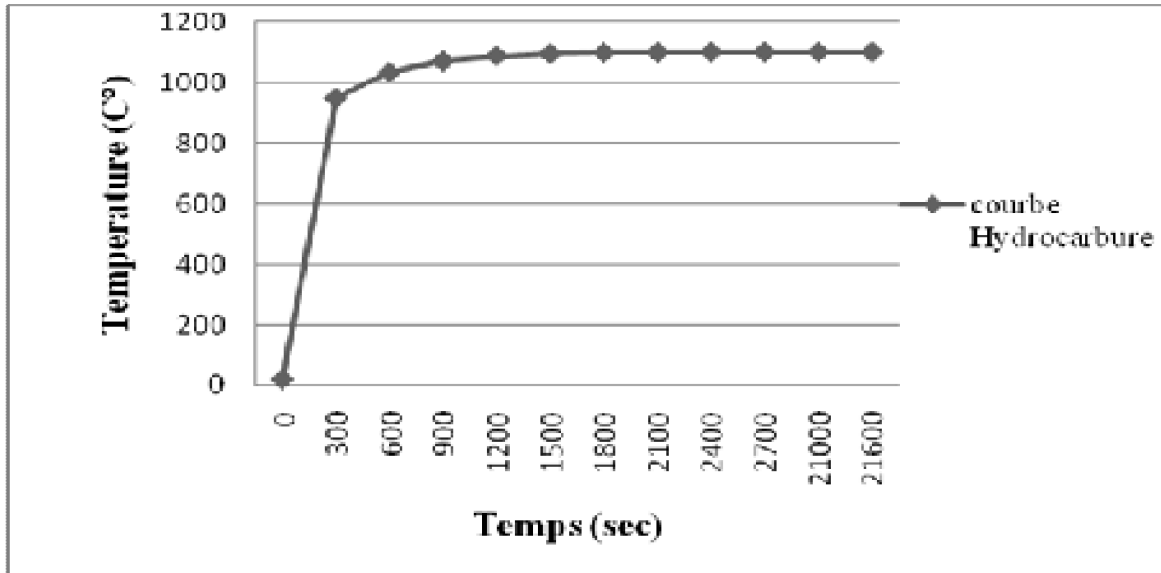


Figure 4 : courbe hydrocarbure du feu .

Feu paramétrique

Les feux paramétriques constituent un moyen simple pour tenir compte d'importants phénomènes physiques pouvant influencer le développement d'un feu dans un bâtiment particulier. Comme les feux nominaux, ils consistent en la détermination d'une courbe température-temps, mais ces courbes tiennent compte de certains paramètres destinés à idéaliser certains aspects de la réalité.

Les feux paramétriques sont basés sur l'hypothèse que la température est uniforme dans le compartiment. Ce qui limite leur champ d'application aux conditions de « flashover » dans des compartiments de dimensions modérées. Ils constituent néanmoins un pas significatif vers la considération de la nature réelle d'un feu particulier par rapport aux feux nominaux.

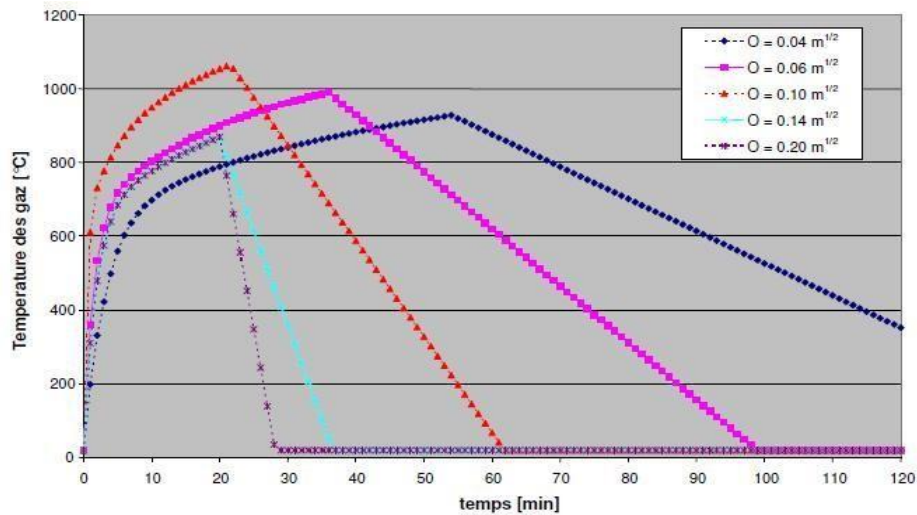


Figure 5 : Exemple de feux paramétriques .

Feu réel

Les courbes température-temps naturelles devront être déterminées pour un compartiment spécifique.

Si le projet a été mené avec une approche performancielle, la capacité portante ou la capacité de compartimentage en alternative à la méthode qui fait référence aux classes est vérifiée vis-à-vis de l'action thermique en utilisant la courbe température-temps naturelle, cette courbe température-temps naturelle peut être déterminée comme suit :

- Modèles d'incendies expérimentaux.
- Modèles d'incendies numériques simplifiés.
- Modèles d'incendies numériques avancés.

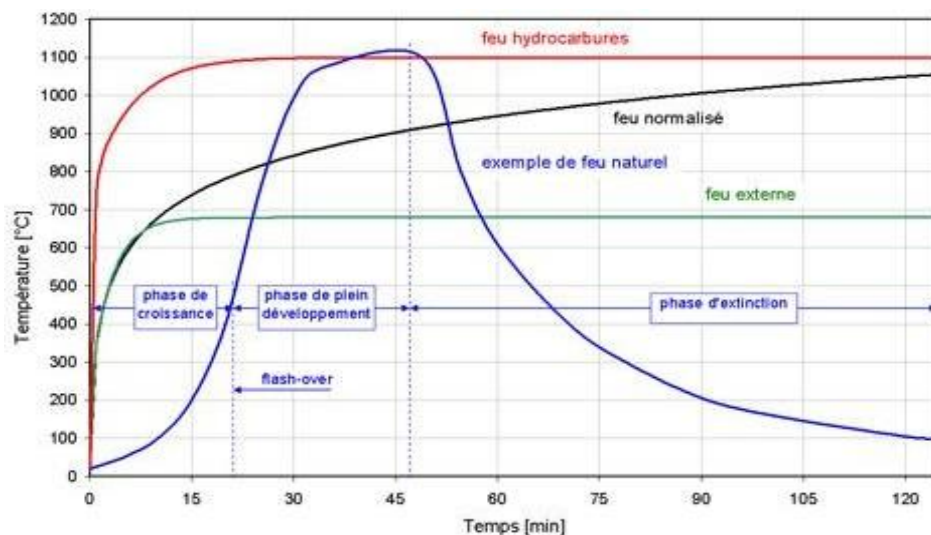


Figure 6 : Exemple de feu naturel.

Prévention et protection

Le risque d'incendie existera toujours puisqu'il est impossible de n'utiliser que des produits incombustibles dans les bâtiments, aussi le respect et la mise en place d'un ensemble de mesures de prévention adéquates et leur prise en compte dans la conception du bâtiment sont essentiels pour limiter et maîtriser le risque incendie.

La prévention contre l'incendie est divisée en deux types de protection :

Prévention active :

Les protections initiales sont dites « actives » lorsqu'elles mettent en œuvre des dispositifs dynamiques (détection, alarmes, désenfumage, sprinklers) ou font intervenir l'action humaine pour éteindre le début d'incendie (robinet d'incendie armé ou RIA). Elles ont pour objectif premier de permettre l'évacuation des personnes dans les meilleurs délais et de faciliter l'intervention rapide des secours.

Le feu doit être détecté au plus tôt pour être combattu efficacement. L'ensemble des protections actives doit être efficace dans les deux premières phases de développement du sinistre

Nous présentons quelques dispositifs de protection active :

- Les détecteurs réagissant à la fumée à la chaleur, ou aux flammes déclenchent une alarme sonore et la mise en œuvre de certains équipements .
- Les consignes de sécurité et le balisage favorisent l'évacuation des occupants.
- Le système de désenfumage évacue les fumées toxiques, facilitant l'évacuation des occupants sans dommages et l'intervention des secours .
- Les moyens de lutte, extincteurs ou RIA, permettent l'attaque immédiate du feu
- Les sprinklers, réseau d'extinction automatique, attaquent sans délai le feu naissant.

Prévention passive

La protection passive regroupe les moyens mis en œuvre pour limiter les effets destructeurs du feu.

- Résistance au feu des matériaux ou dispositifs coupe-feu et pare flammes, emploi de matériaux avec différentes réactions ou résistances au feu.
- Conception résistante au feu comme spécifiés dans les réglementations.

Actions

Action mécanique

En situation d'incendie, les charges mécaniques appliquées aux structures peuvent être obtenues en utilisant les formules suivantes: $G_{k,j} + \sum (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{k,j} Q_{k,i}$

Où :

$G_{k,j}$ Valeur caractéristique des actions permanentes

$Q_{k,1}$ Action variable principale caractéristique

$Q_{k,i}$ Valeur caractéristique des actions variables d'accompagnement

$\psi_{1,1}$ Facteur pour valeur fréquente d'une action variable

$\psi_{2,1}$ Facteur pour valeurs quasi-permanentes des actions variables

Les valeurs recommandées de $\psi_{1,1}$ et $\psi_{2,1}$ sont données dans le tableau (1.2).

Tableau 1.2 : Valeurs recommandées des facteurs ψ pour les bâtiments .

Action	Ψ_0	ψ_1	Ψ_2
Charges imposée dans les bâtiments catégories			
Catégorie A : domestique ; zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : zones de bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : zones de congrégation	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : zones de commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : zones de stockage	1,0	0,7	0,8
Catégorie F : zones de trafic routier poids du Véhicule $\leq 3\text{KN}$	0,7	0,9	0,6
Catégorie G : zones de trafic routier $30\text{ KN} < \text{poids du véhicule} \leq 160\text{ KN}$	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
charge de neige sur les bâtiments			
Finlande ; Islande, Norvège, Suède	0,7	0,5	0,2
Autre Pays membre du comité européen, pour les lieux situés a une altitude $H > 1000\text{ m a.s.I.}$	0,7	0,5	0,2
Autre Pays membre du comité européen, pour les lieux situés a une altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.I.}$	0,5	0,2	0

Charges de vent sur les bâtiments	0,6	0,2	0
Température (sans incendie) dans les bâtiments	0,6	0,5	0

Une autre notion largement utilisée dans les méthodes de calcul des Eurocodes est le niveau de chargement pour la situation d'incendie $\eta_{fi,t}$ qui est définie comme

$$\eta_{fi,t} = \frac{Ed_{fi}}{Ed}$$

Avec

Ed : Effet de calcul des actions à température normale

Ed_{fi} : Effet de calcul des actions en situation d'incendie. Elle peut être déterminée d'une manière différente par :

$$\eta_{fi,t} = G_k + \psi_{fi,1} Q_{k,1} / \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

où $\gamma_{Q,1}$ est le facteur partiel pour l'action variable principale 1.

En fait, le niveau de charge $\eta_{fi,t}$ dépend fortement du facteur $\psi_{1,1}$ qui varie en fonction des catégories de bâtiments [8].

Action thermiques

Il y a plusieurs façons de modéliser l'incendie et mettre en évidence les actions thermiques à l'intérieur d'un bâtiment. Dans un ordre croissant de complexité, les modèles utilisés le plus couramment sont :

- les courbes nominales.
- les courbes paramétriques.
- les modèles de zones.
- les modèles CFD (Computational Fluid Dynamics) [9].

Comportement des matériaux à température élevée

Résistance de l'acier

Le facteur de réduction de la résistance caractéristique de l'acier de béton armé en fonction de la température θ est illustré à la figure 7.

Ce facteur varie selon le type d'acier (laminé à chaud ou à froid) et en fonction de l'allongement des aciers :

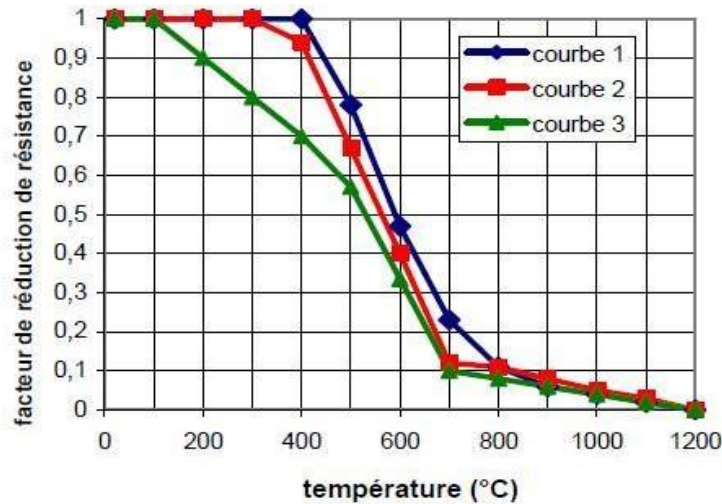


Figure 7 : facteur $k_{s(\theta)}$ de réduction de la résistance caractéristique (f_{yk}) des armatures.

Courbe 1 : armatures tendues (acier laminé à chaud) pour des déformations $\geq 2 \%$

Courbe 2 : armatures tendues (acier formé à froid) pour des déformations $\geq 2 \%$

Courbe 3 : armatures comprimées ou armatures tendues pour des déformations $< 2 \%$.

La différence entre les courbes 1 ; 2 et 3 est liée au fait que les résultats expérimentaux montrent que le palier de plasticité des aciers disparaît à chaud, et que donc le facteur $k_{s(\theta)}$ dépend de l'allongement à la rupture.

Pour la résistance de l'acier de précontrainte La diminution de résistance est beaucoup plus

Déformation de l'acier

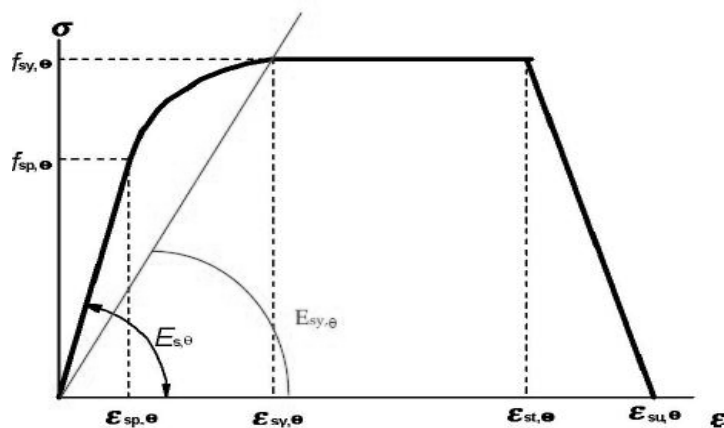


Figure 8 : La relation contrainte-déformation .

La relation contrainte-déformation régissant le comportement mécanique est définie par les paramètres suivants :

$f_{y,\theta}$ Limite d'élasticité efficace.

$f_{p,\theta}$ Limite de proportionnalité.

$E_{a,\theta}$ Pente du domaine élastique linéaire.

$\varepsilon_{p,\theta}$ Déformation à la limite de proportionnalité.

$\varepsilon_{y,\theta}$ Déformation plastique.

$\varepsilon_{t,\theta}$ Déformation limite en élasticité.

$\varepsilon_{u,\theta}$ Déformation ultime.

Dilatation thermique de l'acier

La variation de la dilatation thermique $\varepsilon_{s(\theta)}$ en fonction de la température est illustrée à la figure 9.

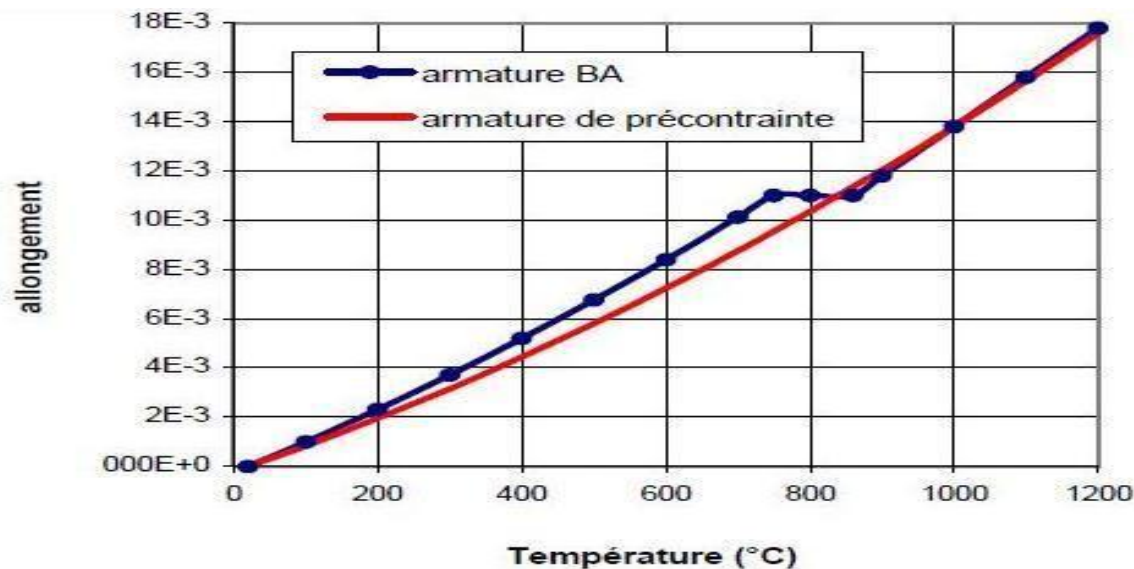


Figure 9 : Dilatation thermique de l'acier .

Nous constatons une diminution de la conductivité thermique en fonction de l'évolution de la température jusqu'à la valeur de 800 C° ou elle présente un palier

Chaleur spécifique de l'acier

Les propriétés thermiques de l'acier ne sont pas définies dans l'Eurocode 2 .Elles ne sont en général pas nécessaires, sauf quand le pourcentage d'acier est important. On peut se référer aux valeurs présentées dans l'Eurocode 3 .

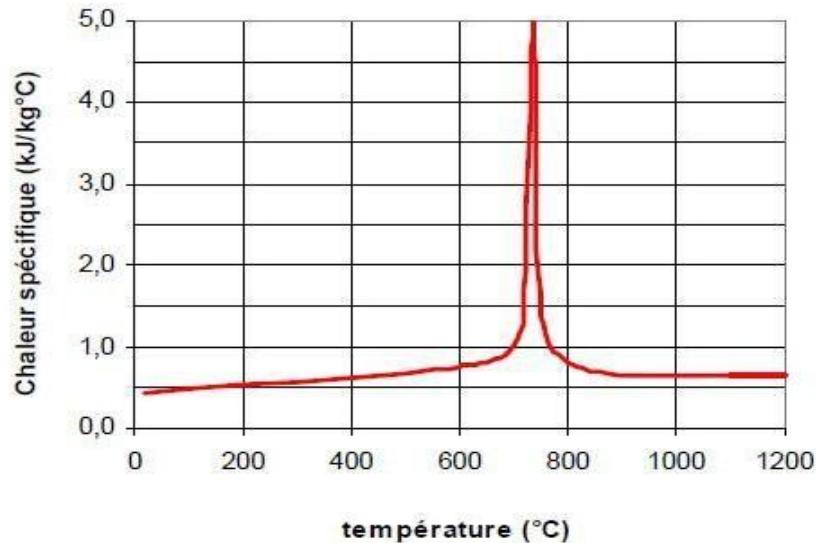


Figure 10 : Chaleur spécifique de l'acier au carbone, en fonction de la température.

Exposition thermique dans les éléments en acier

L'augmentation de la température de l'acier dépend de la température du compartiment, la zone d'acier exposée au feu et la quantité de protection contre le feu appliquée. Dans cette partie on se concentrera sur le transfert de la chaleur de compartiment de feu aux éléments structurels. Plusieurs protections incendie peuvent être utilisés pour améliorer les performances des profilés en acier et ceux-ci sont décrits plus loin dans cette partie .

Le transfert de chaleur des gaz chauds à la surface des éléments de la structure par une combinaison de convection et de rayonnement est normalement traité comme une condition aux limites. Le transfert de chaleur au sein de l'élément structurel est conduction et est régi par l'équation de Fourier bien connue de la chaleur transférer.

Selon la norme EN 1993-1-2 (2005), une section massive se réchauffera lentement (ayant une résistance au feu plus élevée) qu'une section élancée. L'influence de la massivité de la section transversale est examinée par le « facteur de massivité » calculé à l'aide de l'équation suivante:

Facteur de massivité = $\frac{A_m}{V}$

Avec :

A_m : la section transversale de l'élément en acier [m²]

V : le volume de l'élément exposé au feu [m³]

Pour une température équivalente uniformément distribuée dans la section transversale, l'augmentation de la température dans l'élément d'acier non protégé pendant un intervalle de temps est déterminée par la formule suivante, de la norme EN 1993-1-2 (2005) :

$$\Delta\theta_a = k_{sh} \times \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \times h_{net} \times \Delta t \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Avec :

K_{sh} : Coefficient de réduction dû à l'effet d'ombre

A_m/V : facteur de massivité de l'élément non protégé (m⁻¹)

C_a : est la chaleur spécifique de l'acier [J/kg/K]

h_{net} : la valeur du flux de chaleur net [W/m²]

ΔT : l'intervalle de temps [s]

ρ_a : Le poids volumique de l'acier [kg/m³]

Pour les sections en I ou H sous des actions de feu nominal, le facteur de correction pour l'effet d'ombre peut être déterminé à partir de :

$$K_{sh} = 0.9 \left[\frac{A_m}{V} \right]_b \left[\frac{A_m}{V} \right]$$

Où :

$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b$ est la valeur du contour en box de la section

Dans tous les autres cas :

$$K_{sh} = \left[\frac{A_m}{V} \right]_b \left[\frac{A_m}{V} \right]$$

Pour les sections avec une forme convexe complètement englouti dans le feu, l'effet d'ombre ne joue aucun rôle et par conséquent le facteur de correction k_{sh} peut être considéré comme égal à 0. L'effet d'ombre est lié à l'échange de rayonnement entre les surfaces pendant le transfert de chaleur. La quantification de l'effet d'ombre est possible à l'aide d'un facteur de configuration ϕ . Ce facteur est le rapport entre la chaleur rayonnée qui atteint une surface de réception donnée et la chaleur rayonnée totale sortant des autres surfaces. Sa valeur dépend de la taille de la surface rayante, de la distance entre la

surface rayant et la surface de réception et de leur orientation relative. Les méthodes de calcul du facteur de configuration sont données dans la norme EN 1993-1-2 (2005).

La norme EN 1993-1-2 fournit une méthode de conception pour évaluer le développement de la température des éléments en acier protégé avec des matériaux de protection contre le feu (sprays, planches et peinture intumescente). En supposant une température uniforme le long de l'élément l'augmentation de la température est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta\theta_a = \frac{\lambda_p A_p / V (\theta_g - \theta_a)}{d_p c_a \rho_a (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_g \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Avec

$$\phi = \frac{c_a \rho_a}{c_p \rho_p} d_p A_v / V$$

Où :

A_p/V : le facteur de section pour les membres d'acier isolés par des matériaux de protection contre l'incendie.

A_p : la zone appropriée du matériau de protection contre l'incendie par unité de longueur du membre [m^2]

V : le volume du membre par unité de longueur [m^3];

c_a : la chaleur spécifique dépendante de la température de l'acier, [J/kgK];

c_p : la chaleur spécifique indépendante de la température du matériau de protection contre l'incendie [J/kgK];

d_p : l'épaisseur du matériau de protection contre l'incendie [m];

Δt : l'intervalle de temps [s];

θ_a : la température de l'acier au temps t [$^{\circ}\text{C}$];

θ_g : la température du gaz ambiant au temps t [$^{\circ}\text{C}$];

$\Delta\theta_g$: l'augmentation de la température du gaz ambiant pendant l'intervalle de temps [K];

λ_p : la conductivité thermique du système de protection contre l'incendie [W/mK];

ρ_a : le poids volumique de l'acier [kg/m^3];

ρ_p : le poids volumique du matériau de protection contre l'incendie [kg/m^3].

Selon la norme EN 1993-1-2 (2005), la valeur de ΔT ne doit pas être prise plus de 30 secondes. En outre, la zone A_p du matériel de protection contre l'incendie doit être considérée comme la zone de sa surface intérieure.

Tableau 1.3 : Matériaux d'isolation et de protection de l'acier.

Matériaux de protection	ρ	λp	c_p
Faible densité, fibres minérales	300	0,12	1200
Faible densité, Ciment vermiculite ou perlite	350	0,12	1200
Haute densité, vermiculite ou perlite avec ciment	550	0,12	1100
Haute densité, vermiculite ou perlite avec plâtre	650	0,12	1100
Isolant en panneaux, vermiculite ou perlite avec ciment	800	0,2	1200
Isolant en panneaux, Fibres de silicate (de calcium)	600	0,15	1200
Isolant en panneaux, Fibrociment	800	0,15	1200
Isolant en panneaux, Plâtre	800	0,2	1700
Laine minérale	150	0,2	1200
Peinture intumescente	0	0,01	0

Facteur de massivité A_m/V des éléments

La protection des profilés métalliques dépend de leurs "facteur de section", appelé parfois, "facteur de massivité" section, $\frac{A_m}{V}$ (m^{-1}).

Le facteur de massivité d'une section d'un élément métallique est défini par le rapport de sa surface exposée au feu par unité de longueur sur son volume par unité de longueur (ratio entre l'aire de la surface exposée aux flux thermiques et le volume de l'élément en acier).

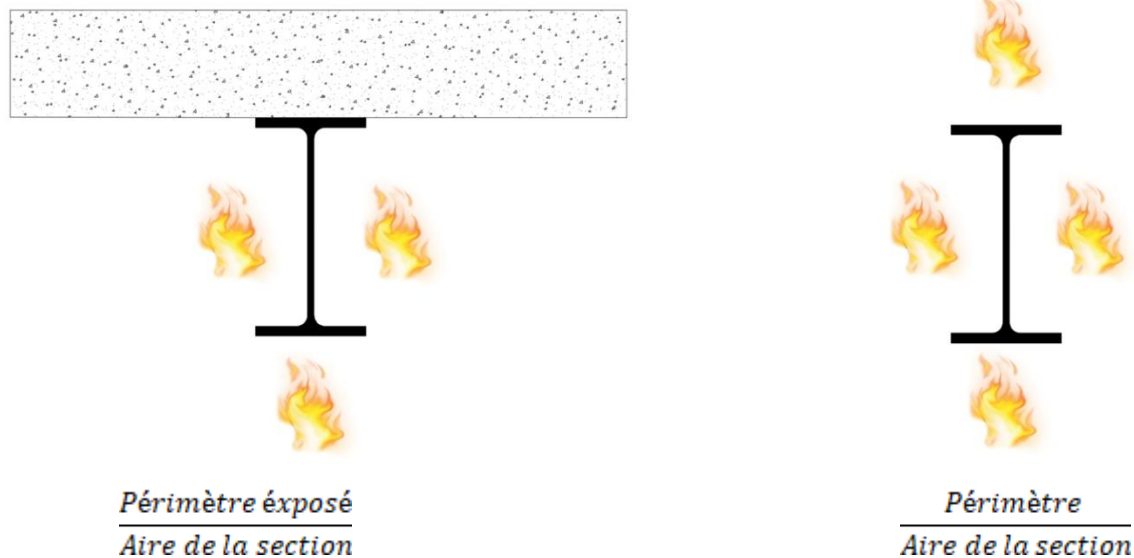


Figure 11 : Elément en acier non protégé exposé au feu des 3 et 4 faces

Résistance les éléments en acier

• Élément tendus

Il convient de déterminer la résistance de calcul $N_{fi,\theta,Rd}$ d'un élément tendu avec une température uniforme θ_a au moyen de l'expression :

$$N_{fi,\theta,Rd} = \frac{A k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{m,fi}} \geq N_{sd}$$

Avec

A : Aire de la section en acier

$k_{y,\theta}$: est le facteur de réduction pour la limite d'élasticité de l'acier à la température θ_a , atteinte au temps t , donner par le tableau ()

• Éléments comprimés

Il convient de déterminer la résistance de calcul au flambement $N_{b,fi,t,Rd}$ au temps t d'un élément comprimé de section de Classe 1, Classe 2 ou Classe 3 présentant une température uniforme θ_a au moyen de l'expression :

$$N_{fi,\theta,Rd} = \frac{\chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{m,fi}}$$

Où :

χ_{fi} : le facteur de réduction pour le flambement par flexion dans le calcul à l'incendie ;

Il convient de prendre la valeur de χ_{fi} égale à la plus petite des valeurs de $\chi_{y,fi}$ et $\chi_{z,fi}$ déterminées selon l'expression :

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^2 - \lambda_{\theta}^2}}$$

Avec

$$\phi_{\theta} = 0.5 [1 + \alpha \lambda_{\theta} + \lambda_{\theta}^2]$$

ou

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

L'élanement réduit pour la température θ_a est donné par l'expression :

$$\lambda_{\theta} = \lambda \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

Où :

$k_{E,\theta}$: le facteur de réduction de la Section 3 pour la pente du domaine élastique linéaire à la température θ atteinte au temps t .

Il convient de déterminer généralement la longueur de flambement l_{fi} d'un poteau en situation d'incendie comme pour le calcul à température normale. Cependant, dans une ossature contreventée, la longueur de flambement l_{fi} d'un poteau d'étage peut être déterminée en le considérant comme maintenu en translation au droit d'assemblages rigides ou semi-rigides à des poteaux situés dans les compartiments d'incendie supérieur et inférieur, à condition que la résistance au feu des composants de la construction séparant ces compartiments ne soit pas inférieure à la résistance au feu du poteau.

Dans le cas d'une ossature contreventée dans laquelle chaque étage comprend un compartiment séparé possédant une résistance au feu suffisante, la longueur de flambement l_{fi} d'un poteau continu peut être prise égale à $l_{fi} = 0,5L$ dans un étage intermédiaire, et la longueur de flambement peut être prise égale à $l_{fi} = 0,7L$ dans l'étage supérieur, où L représente la longueur d'épure dans l'étage concerné,

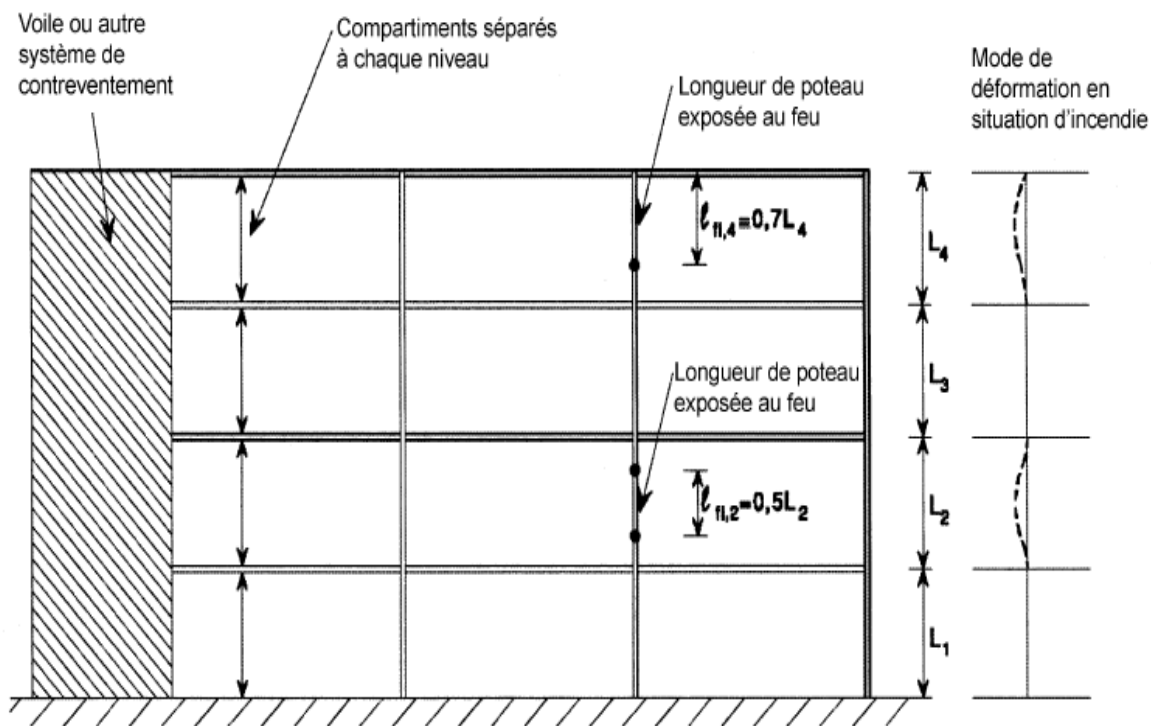


Figure12: Longueurs de flambement L_{fi} de poteaux dans des ossatures contreventées.

- **Éléments soumis à la flexion simple**

Il convient de déterminer le moment résistant de calcul $M_{fi,\theta,Rd}$ d'une section transversale de Classe 1 ou de Classe 2 présentant une température uniforme θ_a au moyen de l'expression :

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \right] \geq M_{pl,RD}$$

Où

$M_{pl, RD}$: est le moment plastique de la section brute calculé à température normale

Pour les sections de classe 3 il convient de calculer :

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \right] \geq M_{el,RD}$$

Où

$M_{el, RD}$: est le moment élastique de la section brute calculé à température normale

En alternative, le moment résistant de calcul $M_{fi,t,Rd}$ au temps t d'un élément présentant une distribution de température non uniforme peut être déterminé au moyen de l'expression :

$$M_{b,fi,\theta,Rd} = \left[\frac{1}{k_1 k_2} \right] \geq M_{fi,\theta}$$

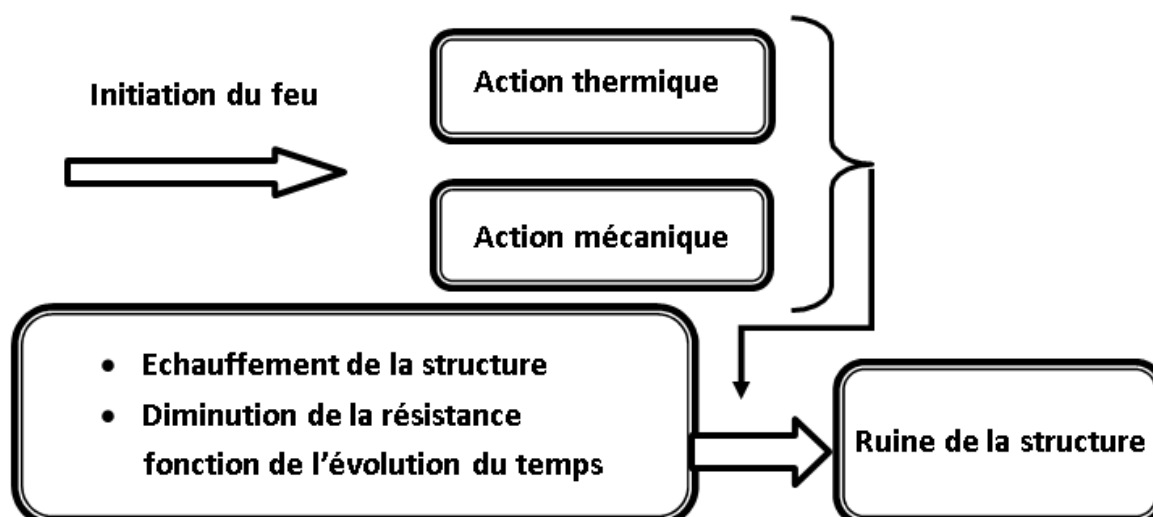
Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement $V_{fi,t,Rd}$ au temps t d'une section de Classe 1, 2 ou 3 au moyen de :

$$V_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \right] \geq V_{RD}$$

V_{RD} : est la résistance au cisaillement de la section brute pour le calcul à température normale

le comportement mécanique des structures sous incendie

Le comportement mécanique d'une structure en situation d'incendie est tributaire de la manière dont elle se comporte une fois qu'elle est soumise à cette sollicitation. Nous pouvons donc dire qu'il existe un couplage thermomécanique. La résistance au feu peut être schématisée comme une suite d'événement selon l'organigramme suivant :



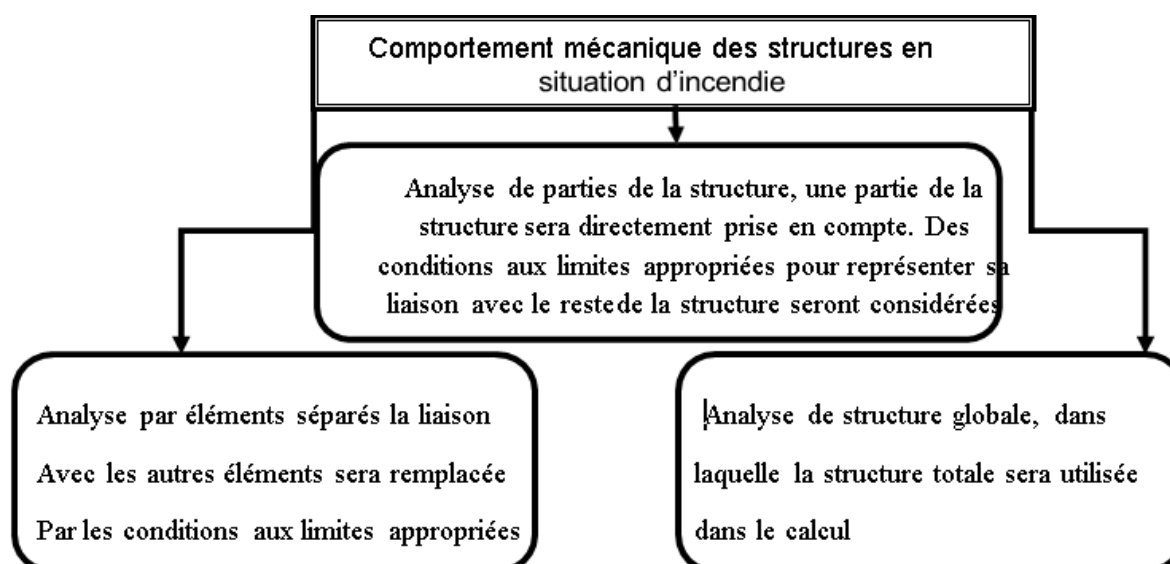
Figures 13 : organigramme de résistance au feu

L'objectif visé est de décrire le comportement mécanique des structures ou des éléments de structure en situation d'incendie. Pour cela il faut réaliser soit :

- des essais au feu
- Etablir un modèle de calcul.

La description du comportement permet d'établir la relation déplacement fonction du temps ou la capacité portante fonction du paramètre temps.

Concernant le calcul du comportement mécanique des structures exposées au feu, il peut être réalisé par les trois approches ci-dessous figure



Figures 14 : approches essentielles de calcul du comportement mécanique en situation d'incendie

Les figures [13] et [14] montrent les trois types d'approche de l'analyse du comportement mécanique d'une structure sous l'influence d'un feu. On peut constater que l'analyse par élément est simple. Pour une analyse globale de la structure plusieurs phénomènes couplés à l'action du feu peuvent être considéré tel que la stabilité de la structure, effet d'interaction d'une partie de la structure sur une autre partie ou sur la structure globale.

Méthodes de calcul avancées

Il est mentionné dans l'Eurocode partie feu que, les modèles de calcul sont généralement utilisés pour la vérification de la résistance au feu des structures. Trois modèles peuvent être considérés pour pouvoir concrétiser cette approche.

- Un modèle d'action thermique, qui permet de simuler les actions thermiques qui seront prises en compte dans la détermination de l'échauffement des structures. Ces actions sont représentées par la relation température-temps conforme à la courbe d'incendie normalisée **ISO 834**.
- La répartition et l'évolution de la température en tout point des éléments de structures soumis à l'incendie peuvent être estimées par l'utilisation d'un modèle de transfert thermique. Ces modèles sont essentiellement basés sur la méthode des différences finies ou des éléments finis, prennent en compte les non linéarités liées à l'évolution des propriétés matérielles avec la température. Les échanges de chaleur se font essentiellement par convection et rayonnement au niveau des surfaces exposées en situation d'incendie. A l'intérieur des matériaux (acier et béton), la chaleur est uniquement transférée par conduction.

Un modèle de comportement mécanique pour déterminer :

- La capacité portante de l'élément de structure analysé
- La déformation en tout point de l'élément de structure,

Ces modèles font appel le plus souvent à la méthode des éléments finis en tenant compte des effets non-linéarités couplées à la plasticité des matériaux et aux grands déplacements, amplifiées par l'action de la température. Pour la résolution est essentiellement basée sur les méthodes itératives.

Vérification au feu de la structure

Solives

A. Plancher courant (bureautique)

Premier cas : Solive non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La solive est un IPE 270 d'une longueur de 5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

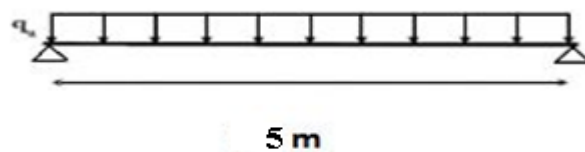


Figure VI. 1: Schéma statique de la solive courant.

Les charges

La charge permanente $G = 5,59 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé $g_p = 0,224 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 51,509 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 89.98 \text{ KN.m.}$$

$$V_{sd} = 43,55 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = 300,38 \text{ KN.}$$

Vérification de la résistance en situation d'incendie

Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi = 0,3 \rightarrow$ **bureautique.**

$$\eta_{fi} = \frac{5,59 + 0,3 \times 3,5}{1,35 \times 5,59 + 1,5 \times 3,5} = 0,518.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,518 \times 51.509 = 26.68 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,518 \times 43.55 = 22.56 \text{ KN.}$$

Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 9\varepsilon = 7,07. \\ \frac{c}{t_f} = 6,61 < 9\varepsilon. \longrightarrow \text{La semelle est de classe 1.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 34,72 < 72\varepsilon. \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de **classe 1**.

Facteur de massiveté

$$\text{IPE 270} \longrightarrow A = 36,10 \text{ cm}^2 = 3610 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire}} = \frac{3b + 2(h - t_w - 4r) + 2\pi r}{A}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3 \times 135 + 2(270 - 6,6 - 4 \times 15) + 2\pi \times 15}{3610} = 250,9 \text{ m}^{-1}.$$

Correction de facteur de massiveté

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 270 + 135) / 3610}{0,250} = 0,673.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,673 \times 250,9 = 168,88 \text{ m}^{-1}.$$

Facteur d'adaptation

$$K = K_1 \times K_2$$

$K_1 = 0,7 \rightarrow$ solive exposée sur 3 faces.

$K_2 = 1 \rightarrow$ autre cas.

La vérification

D'après le nomogramme:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60 \text{ min} \\ \text{Facteur de massiveté} = 168,88 \text{ m}^{-1}. \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,060 \times 89,98) = 7,71 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 300,38 \times 1 = 18,02 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 7,71 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 26,68 \text{ KN.} \\ V_{fi,rd} = 18,02 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 22,56 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La solive IPE 270 ne répond pas aux conditions de résistance d'où la nécessité de la protéger par des plaques de plâtres.

Deuxième cas : Solive protégée

Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement

$$\begin{cases} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{A_p}{V} = 186.9 \text{ m}^{-1}. \end{cases}$$

$$\Theta_{cr} = 600^\circ \quad (\text{D'après nomogramme}).$$

$$\text{Pour } \Theta_{cr} = 600^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,310$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,310 \times 89.98 = 32.81 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,310 \times 300,38 \times 1 = 39.04 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{fi,rd} = 32.81 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 26.68 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 39.04 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 22.56 \text{ KN.} \end{cases}$$

La condition est vérifiée.

Poutres porteuses

B. Plancher courant (bureautiques)

Premier cas : Poutre non protégée

Le calcul se fait selon la méthode du niveau de chargement.

La poutre est un HEA400 d'une longueur de 5m bi-appuie (système isostatique), et on tire nos efforts correspondant : moment fléchissant et effort tranchant.

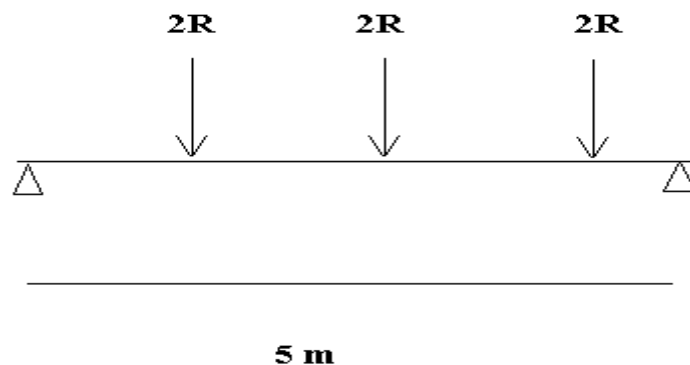


Figure VI. 2: Schéma statique de la poutre principale (courant).

Les charges

La charge permanente..... $G = 5,59 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation..... $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du profilé..... $g_p = 1,25 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sd} = 223,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 251,32 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 137,44 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = 777,83 \text{ KN.}$$

Vérification de la résistance en situation d'incendie

Niveau de chargement

$$\eta_{fi} = \frac{G + \psi \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}$$

$\Psi = 0,3 \rightarrow$ bureaux.

$$\eta_{fi} = \frac{5,59 + 0,3 \times 3,5}{1,35 \times 5,59 + 1,5 \times 3,5} = 0,518.$$

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} = 0,518 \times 223,3 = 115,66 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} = 0,518 \times 137,44 = 71,19 \text{ KN.}$$

Classification de la section au feu

$$\varepsilon = 0,85 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,786.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\varepsilon = 7,86. \\ \frac{c}{t_f} = 7,60 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{La semelle est de classe 2.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 72\varepsilon = 56,59. \\ \frac{d}{t_w} = 32 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'ame est de classe 1.} \end{array} \right.$$

Donc le profilé est de classe 2.

Facteur de massivité

$$\text{IPE 400} \longrightarrow A = 125 \text{ cm}^2 = 12500 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_m}{V} = 128,9 \text{ m}^{-1}$$

Correction de facteur de massivité

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{(2 \times 390 + 300) / 12500}{0,1289} = 0,603.$$

$$K_{sh} \times \frac{A_m}{V} = 0,603 \times 128,9 = 77,76 \text{ m}^{-1}.$$

Facteur d'adaptation

$$K=K_1 \times K_2$$

$K_1=0,7 \rightarrow$ poutre exposée sur 3 faces.

$K_2=1 \rightarrow$ autre cas

La vérification

D'après le nomogramme:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } t = 60 \text{ min} \\ \text{Facteur de massivité} = 77,76 \text{ m}^{-1}. \quad \rightarrow \theta > 900^\circ \Rightarrow K_{y\theta} < 0,060 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \theta = 900^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,060$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,7} (0,06 \times 251,32) = 21.54 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,060 \times 777,83 \times 1 = 46.66 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 21.54 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 115.66 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 46.66 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 71.19 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La poutre HEA400 ne répond pas aux conditions de résistance d'où la nécessité de la protéger par des plaques de plâtres.

Deuxième cas : Poutre protégée

Méthode niveau de chargement

La détermination de la température critique se fait graphiquement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 60 \text{ min.} \\ \frac{Ap}{V} = 86.4 \text{ m}^{-1}. \\ \Theta_{cr} = 400^\circ \text{ (D'après nomogramme).} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \Theta_{cr} = 400^\circ \rightarrow K_{y\theta} = 0,7$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0,85} \times 0,7 \times 251,32 = 206.96 \text{ KN.m.}$$

$$V_{fi,rd} = 0,7 \times 777,83 \times 1 = 544.48 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = 206.96 \text{ KN.m} > M_{fi,Ed} = 115.66 \text{ KN.m.} \\ V_{fi,rd} = 544.48 \text{ KN} > V_{fi,Ed} = 71.19 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

En fin de compte , nous concluons que le feu ou la température élevée entraînent des dommages affectant les structures et la vie des personnes ,car ce problème provoque un changement dans la structure de base du bâtiment et affecte également les points de connexion entre la colonne et la traverse car la température affecte les matériaux en particulier le fer que ce soit par dilatation ou contraction et donc affecter les points de connexion des mesures préventives sont prises dès le départ pour éviter ces pertes ,car ce c'est que nous avons abordé précédemment

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel d'analyse des structures « ETAPS », nous sommes parvenus à un certain nombre de constatations également au cours de notre étude.

Cette étude représente la première expérience dans notre profession à apprendre les différentes réglementations à appliquer et à respecter, ainsi que le contact avec les différentes entreprises qui nous a permis de trouver des solutions économiques et rationnelles aux difficultés rencontrées.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement.

Nous avons remarqué et nous sommes convaincus que l'utilisation de l'outil informatique en générale et les logiciels d'analyse des structures « logiciel ETAPS » permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter l'étude technique. La maîtrise de ces outils aujourd'hui est indispensable.

Références bibliographiques

- **DTR B C 2 48** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- **DTR B C- 2. 44** : Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- **DTR. C- 2-4.7** : Règlement neige et vent « RNV99 ».
- **DTR B C- 2. 41** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- **DTR.B. C- 2.2** : Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- **EUROCODE 3** : Calcul des structures en acier, partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.
- **Cours de 3ème année licence.**
- **Cours de 1er année master**
 - Charpente métallique.
 - Béton armé.
 - construction mixte
 - calcul au feu
- **Cours de 2ème année master**
 - parasismique
- **Projets de fin d'étude (Université de BLIDA).**
- **Projets de fin d'étude (Université de BAB EZZOUAR).**

Annexes

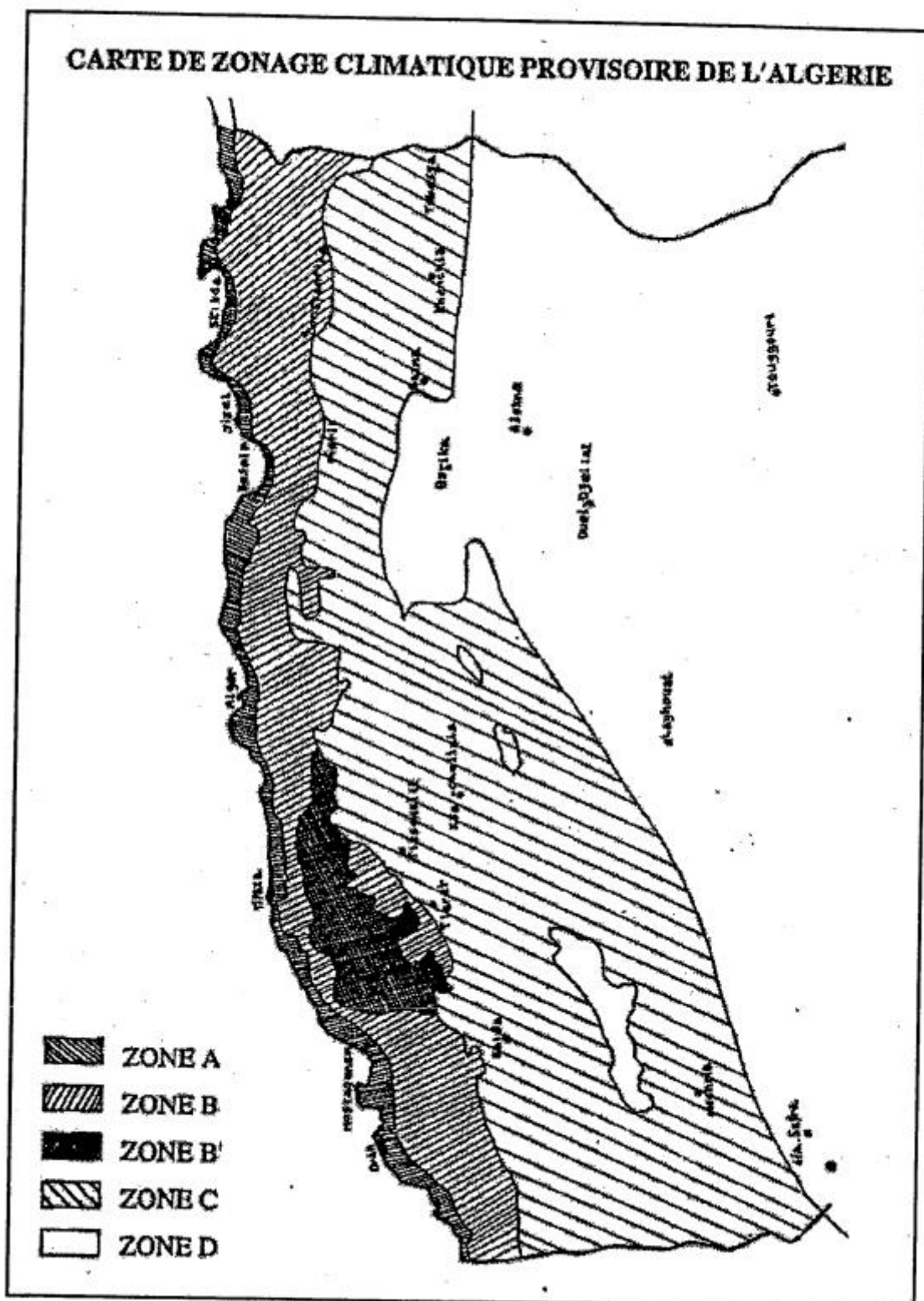
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G = E/[2(1+\nu)]$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$

Tableau 3.2 : Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 3.3 : Valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} des boulons

ANNEXE E.



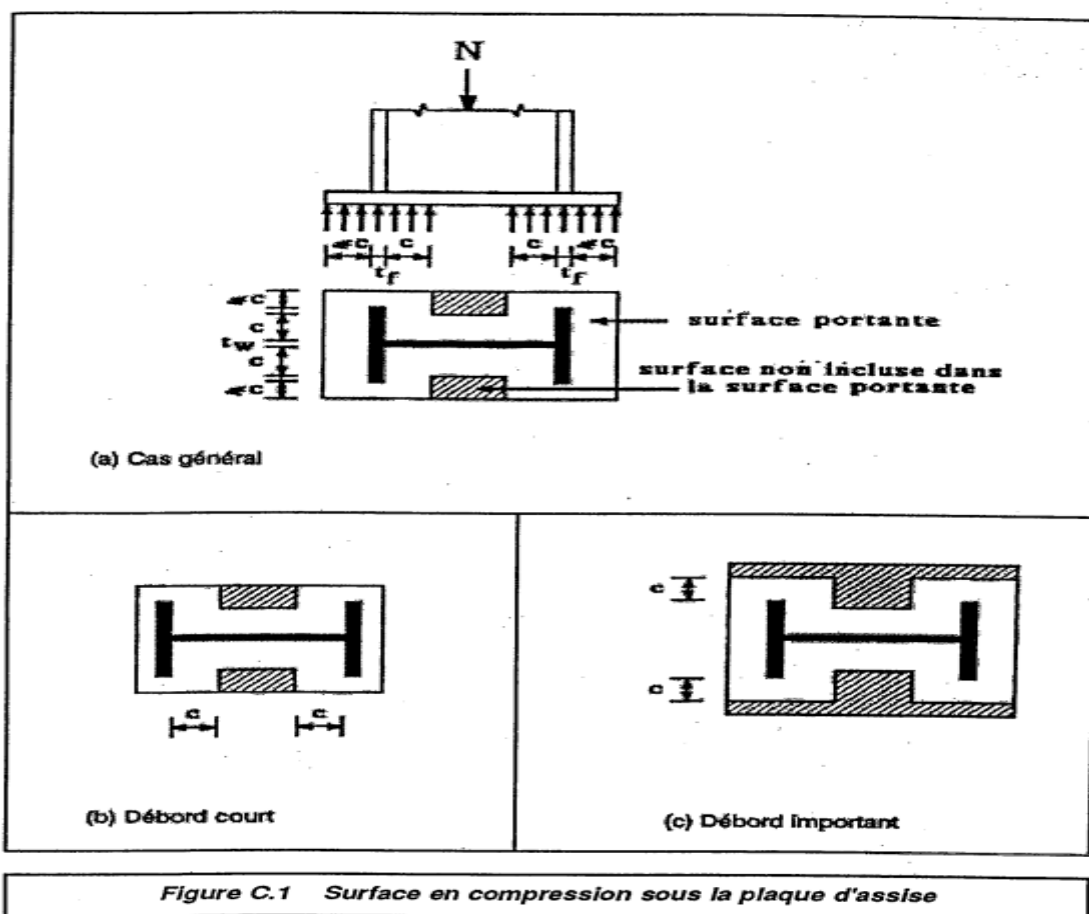


Tableau A.1. Rigidité effective d'une poutre	
Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective K de la poutre (à condition que la poutre reste élastique)
Encastrée	$1,0 I/L$
Articulée	$0,75 I/L$
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	$1,5 I/L$
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	$0,5 I/L$
Cas général: Rotation θ_a à l'extrémité adjacente et θ_b à l'extrémité opposée	$(1 + 0,5 \theta_b/\theta_a) I/L$

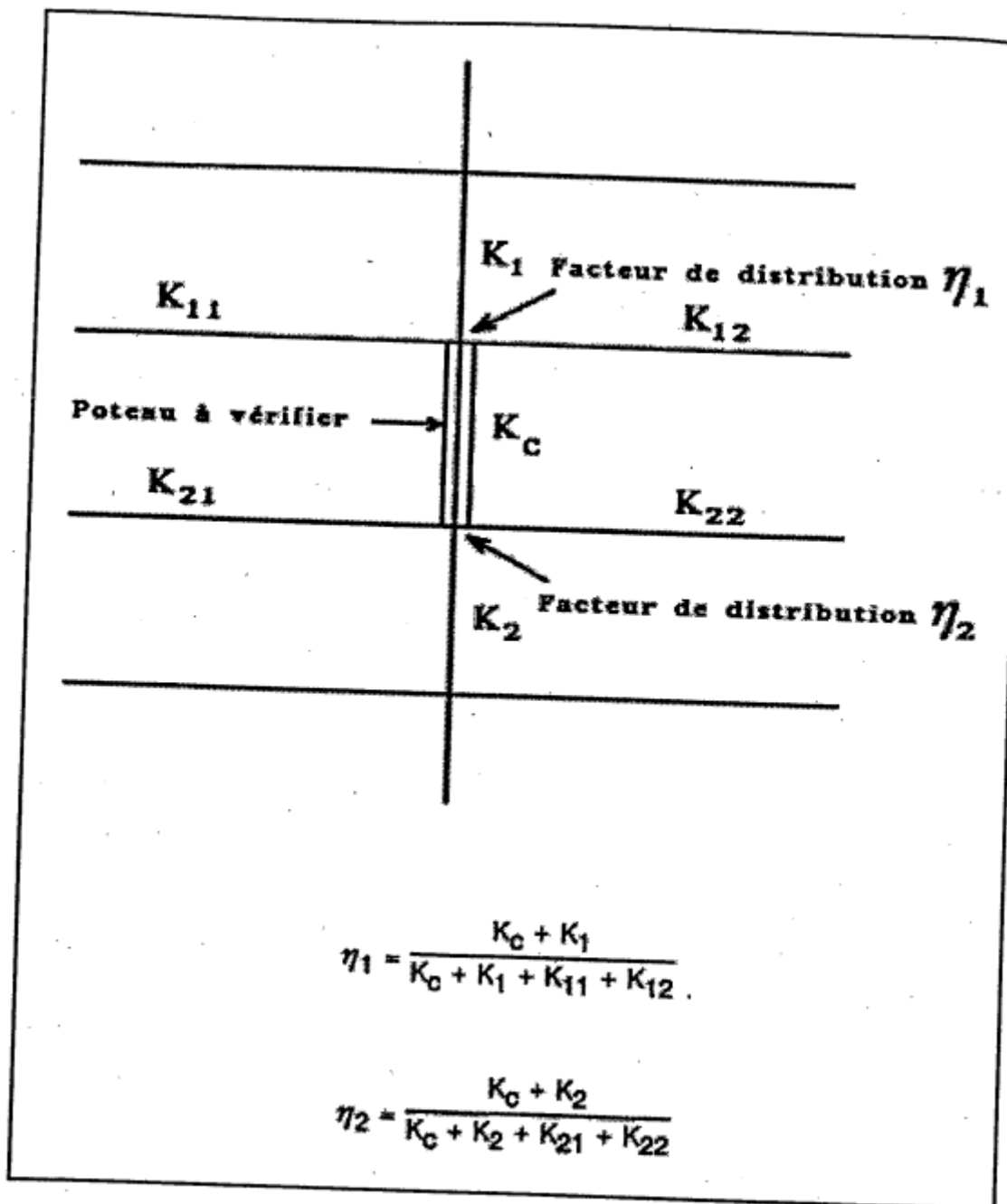


Figure A.2.4 - Facteurs de distribution pour poteaux continus

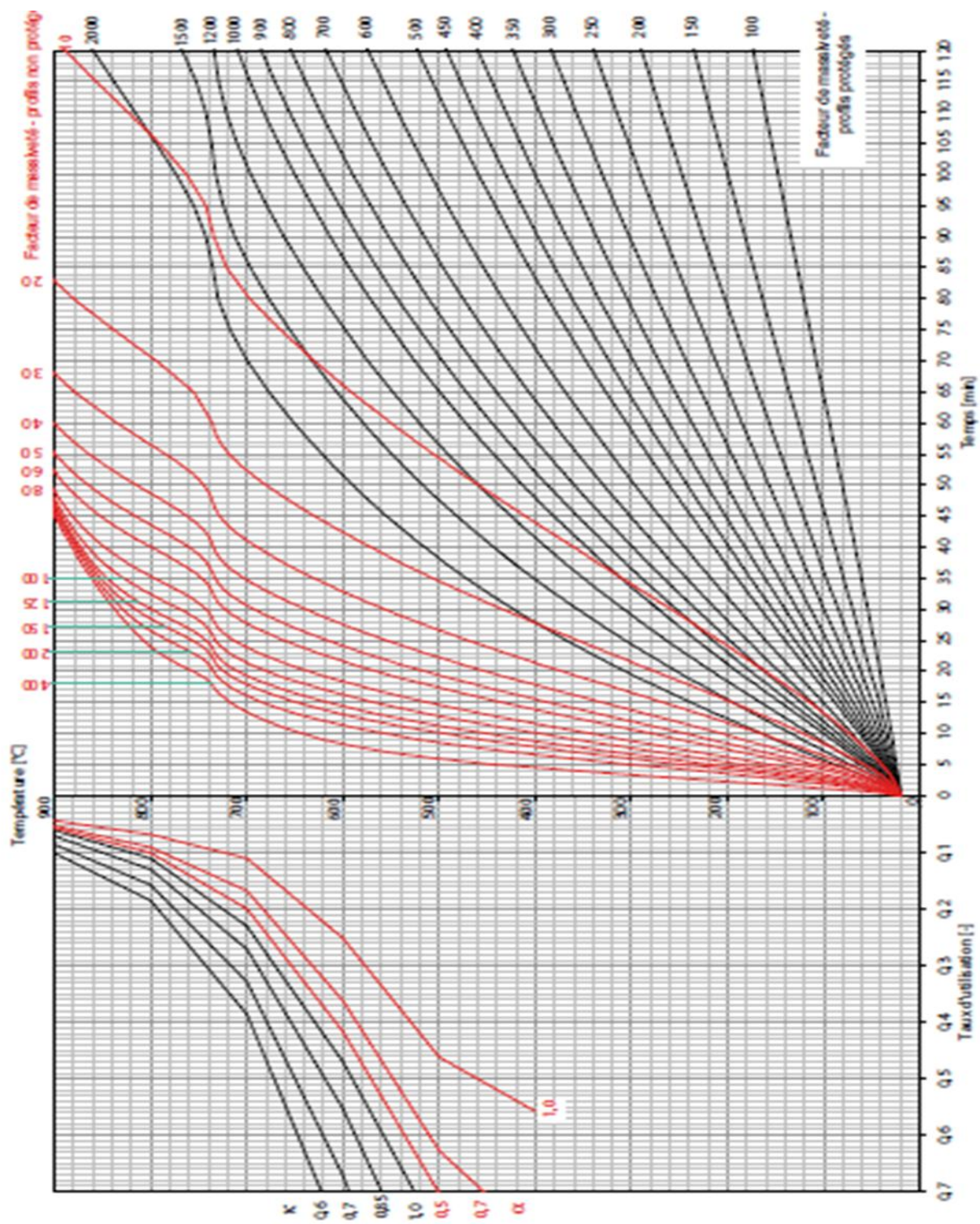
Tableau 53.1 : Feuille 1

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(a) <i>Ames</i> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion) ^e				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275
		ϵ	1	0,92
				355
				0,81

Catégorie	Critère	Remarques
Assemblages travaillant au cisaillement		
A à la pression diamétrale	$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Précontrainte non requise Toutes les classes de 4.6 à 10.9
B résistant au glissement à l'état limite de service	$F_{v.Sd.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite de service
C résistant au glissement à l'état limite ultime	$F_{v.Sd} \leq F_{s.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite ultime
Assemblages travaillant en traction		
D Boulons non précontraints	$F_{L.Sd} \leq F_{L.Rd}$	Précontrainte non requise Toutes les classes de 4.6 à 10.9
E Boulons précontraints	$F_{L.Sd} \leq F_{L.Rd}$	Boulons HR précontraints
Notations : $F_{v.Sd.ser}$ = effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l'état limite de service $F_{v.Sd}$ = effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime $F_{v.Rd}$ = résistance de calcul au cisaillement par boulon $F_{b.Rd}$ = résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon $F_{s.Rd.ser}$ = résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service $F_{s.Rd}$ = résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime $F_{L.Sd}$ = effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime $F_{L.Rd}$ = résistance de calcul en traction par boulon		

Tableau 65.2 : Catégories d'assemblages boulonnés



Graphe de Nomogramme pour déterminer la température critique et la résistance au feu