

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Université de Mouloud Mammeri-Tizi-Ouzou

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme
Master Académique en Génie Civil
Option : Construction Métallique

THEME **ETUDE D'UN PARKING (R+4)**



Présenté par :

➤ CHIRANE YASSER.
➤ Tounsi Abdennou

Promotion
(2017/2018)

➤ Promoteur :

LAHLOU DAHMANI

REMERCIEMENT

En premier lieu nous tenons à remercier Dieu, pour nous avoir donné la force à accomplir ce travail.

Mon promoteur M.DAHMANI Lahlou, nous tenons à lui exprimer nos remerciements pour son soutien et ces conseils.

Nous tenons à transmettre nos remerciements à tous les enseignants du département de génie civil.

Nos remerciements également à tout les personnes qui contribué de pré ou de loin pour leurs soutiens et les conseils dont nous avons bénéficié tout le long de ce travail sans oublier les ingénieurs de batimétal BELMAHMOUD, ABZAR, MALWANI et HANANE service DRH et tous les Personnels de BATIMITAL.

Notations et indices

Minuscules grecques

χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
χ	Coefficient de réduction de flambement
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
γ_c	Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton
γ_{Mi}	Coefficient de sécurité
γ_{Mb}	Coefficient de sécurité de boulon
γ_{MS}	Coefficient partiel de sécurité
λ_{LT}	Élancement de déversement
$\bar{\lambda}$	Élancement
ϕ_{LT}	Rotation de déversement
ϕ	Rotation
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement
α	Facteur d'imperfection
μ	Coefficient de frottement
σ	Contraint normale
τ_e	Contraint limite de cisaillement en élasticité
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5}$
η	Facteurs de distribution
ψ	Rapport de contraintes
δ	Flèche

Majuscules latines

A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_s	Aire de la section résistante a la traction du boulon
E	Module d'élasticité longitudinale

F	Force en générale
F_p	Force de calcul précontrainte
F_s	Résistance d'un boulon au glissement
$F_{t,rd}$	Résistance d'un boulon en traction
$F_{b,rd}$	Résistance a la pression diamétrale
G	La charge permanente
I	Moment d'inertie
K_c	Coefficient de rigidité poteau
K_{ij}	Coefficient de rigidités poutre
$K_{y,z}$	Coefficient de flambement flexion
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'acier
M_{pl}	Moment plastique
M_{cr}	Moment critique
N_{tsd}	Effort normal de traction
N_{csd}	Effort normal de compression
N_{pl}	Effort normal plastique
N_u	Effort normal ultime
N_j	Force d'adhérence avec le béton
Q	Charge d'exploitation
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique

Minuscules latines

b	Largeur de l'âme
b_{eff}	Largeur efficace
d	Entraxe
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulon
δ	Flèche des poutres

f_y	Limite d'élasticité d'un acier
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_{ck}	Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton
f_j	Résistance de contrainte de la liaison
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation
h	Hauteur
i	Rayon de giration
k_s	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
k_j	Facteur de concentration
n	Nombre de boulon
m	Nombre de plans de cisaillement
r_c	Rayon de raccordement
t_w	Épaisseur de l'âme
t_f	Épaisseur de la semelle
t_{wc}	Épaisseur âme poteau
t_{fc}	Épaisseur âme semelle
t	Épaisseur platine
v_i	Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section
v_s	Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section



DEDICACES

*Je tiens à dédier ce présent travail à ma très chère mère qui m'a soutenu et encouragé depuis que j'ai connu le monde, à mon père et , à mes frères ,Mohamed El Amine, Yacine Abdrrahman ,et À mes sœurs.
Sans oublier fatima Zahra*

À mon binôme Tounsi Abdnnour

*À mes amis parmi eux Daoud ,Yacine pas de souci , Sidali , Ali l'ingénieur , Lyes , Aboubekr sedik, Oussama ,Salim ,Mehdi ,fouad bakhta ,badrou, Hanane Batimetal ,Rosa ,et tout la section CM ,
je vous dit : jamais je n'oublierai les meilleurs et les pires moments que j'ai vécus avec vous.*

CHIRANE YASSER



Sommaire

Introduction général	01
Présentation du sujet	01
Chapitre I: Etude climatique	
Charge de vent.....	05
Charge de neige.....	22
Chapitre II: Calcul des éléments secondaire	
Les escaliers.....	23
Les poutres de rampe.....	33
Chapitre III: Etude des planchers	
Introduction.....	39
Description des éléments.....	39
Calcul d'un plancher mixte	43
Résistance des connecteurs	67
Chapitre IV: Etude sismique	
But	71
Etude statique équivalente.....	71
Etude dynamique	75
Chapitre V: Etude des portiques	
Introduction.....	84
Vérification des poteaux	84
Vérification des poutres.....	95
Chapitre VI : Etude des contreventements	
Introduction	99
Contreventement longitudinal	99
Contreventement transversal	104
Chapitre VII: Les assemblages	
Introduction	107
Assemblage poutre –poteau.....	108
Assemblage poutre de rampe –poteau.....	112
Etude des tiges d'encrage.....	128
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

Introduction

La conception d'une charpente métallique réside dans la détermination des sections de ces éléments et leurs assemblages. Cette conception est fondée sur le principe que la charpente doit résister à tout les charges appliquées, quelle que soit leur combinaison; il est donc nécessaire de connaître ces charges.

En conséquence, il faut déterminer les charges ou combinaisons dans la structure. Il n'est pas exclu que l'intensité de telles charges ou combinaisons soit évalué sur une base de probabilité, comme c'est le cas des vents, la neige et le séisme. Les règlements tels que (EUROCODE, RNV 99) sert à guider en ce domaine et les charges mentionnées sont souvent les valeurs maximales que l'on doit considérées.

Il est cependant confirmé qu'une bonne conception générale de la structure est un atout important, et l'on aura un intérêt à une compréhension du calcul des éléments ainsi qu'à une conception raisonnée des structures en acier dans un site normal et de hauteur inférieur à 100 m. Afin d'offrir à l'être humaine son besoin de sécurité et de confort.

Présentation du sujet

Le stage a été effectué au sein de BATIMETAL (société de construction métallique) (Alger) qui nous a proposé un sujet portant sur l'étude et la conception d'un parking à étage situé au port d'Alger (zone sismique III).

Dans notre étude on à utilisé les règles de calculs EUROCODE 3 (partie 1.1) ainsi que le logiciel de calcul de structure SAP 2000 version (7.44).

Description du sujet

Longueur : 2 blocs de 35 m (travée de 2.5m)

Largeur : 32m (2 halle de 16m)

Hauteur : entre planchers 3.2m, 2.8m, 1.6m.

Les poteaux sont articulés au sol

Plancher : coffrage HIBOND dalle épaisseur (dalle collaborant 13m).

Façade : en panneaux de béton épaisseur 8 cm et panneaux grillagé.

Matières utilisée : acier E24.

Assemblage : boulons HR de qualité de 8.8 et 10.9

Superstructure

La stabilité du bloc est assurée longitudinalement par des palés de stabilité en X et en diagonales, et transversalement par des poutres de rampe avec des diagonales.

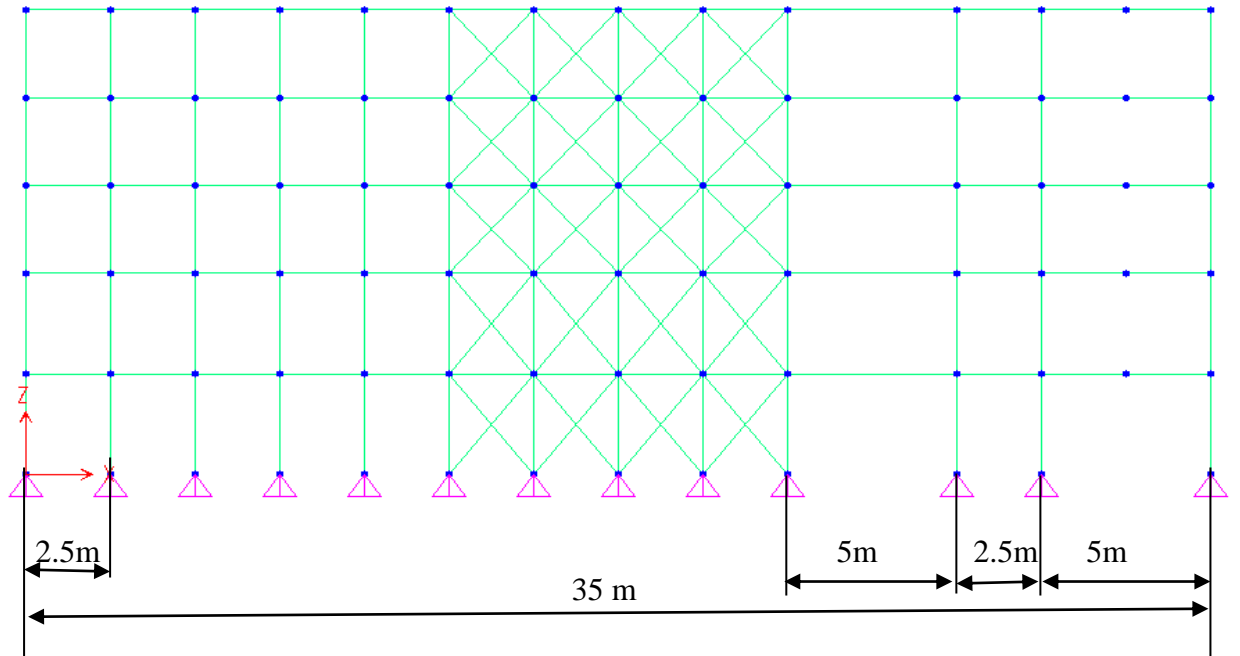


Figure (I) : façade principale file –A-

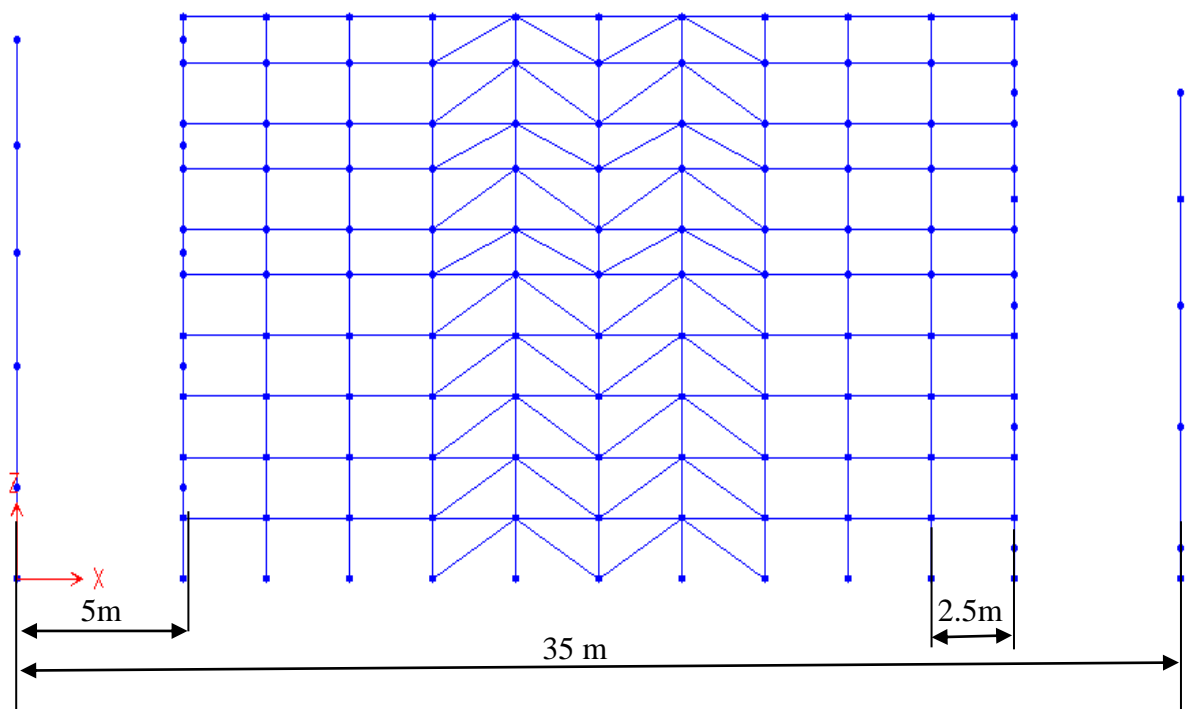


Figure (II) .file –B-

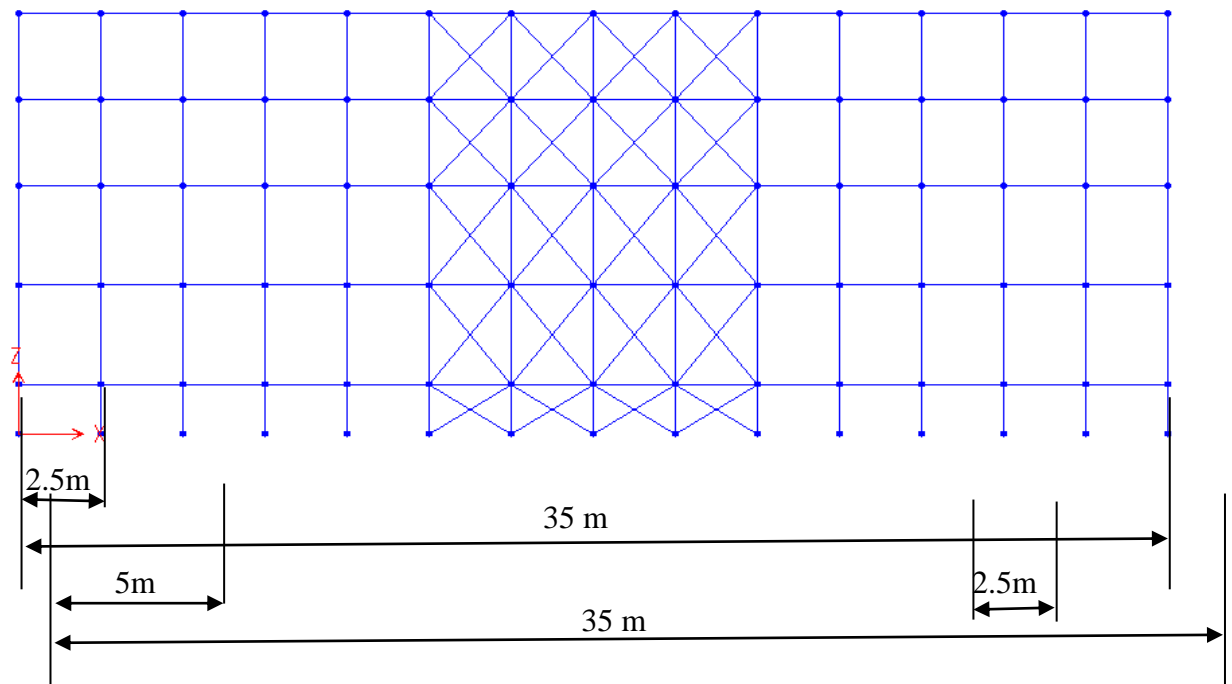


Figure (III)file -C-

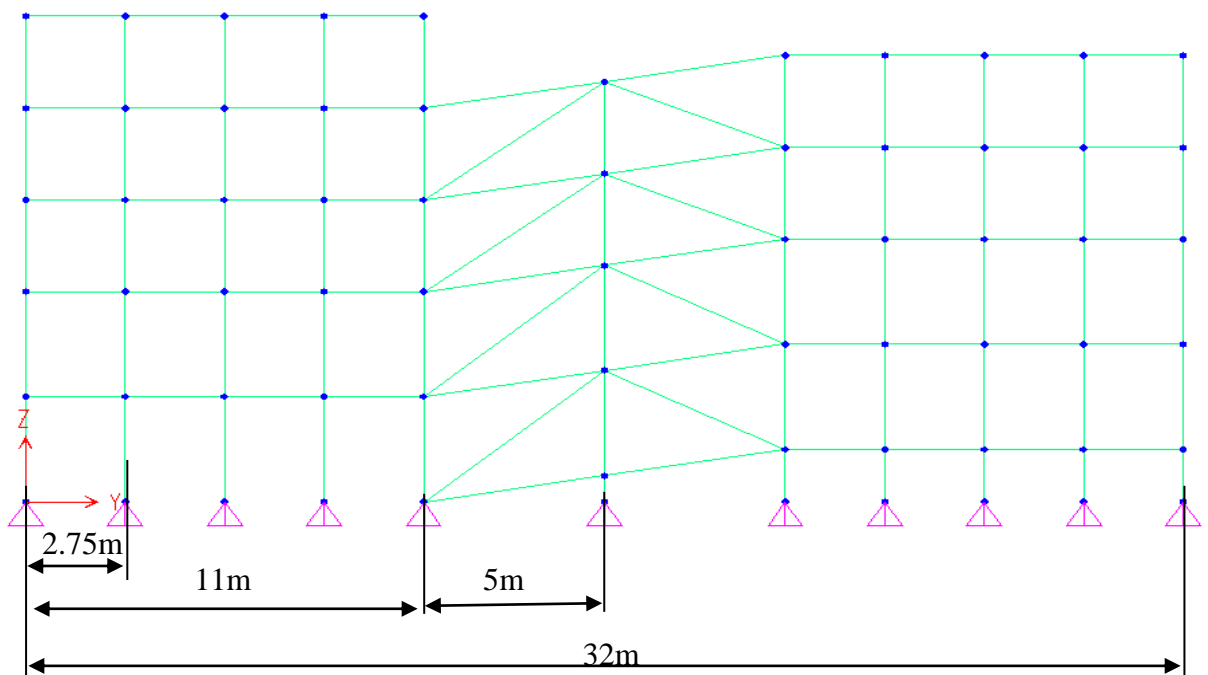


Figure (IV) : façade latérale

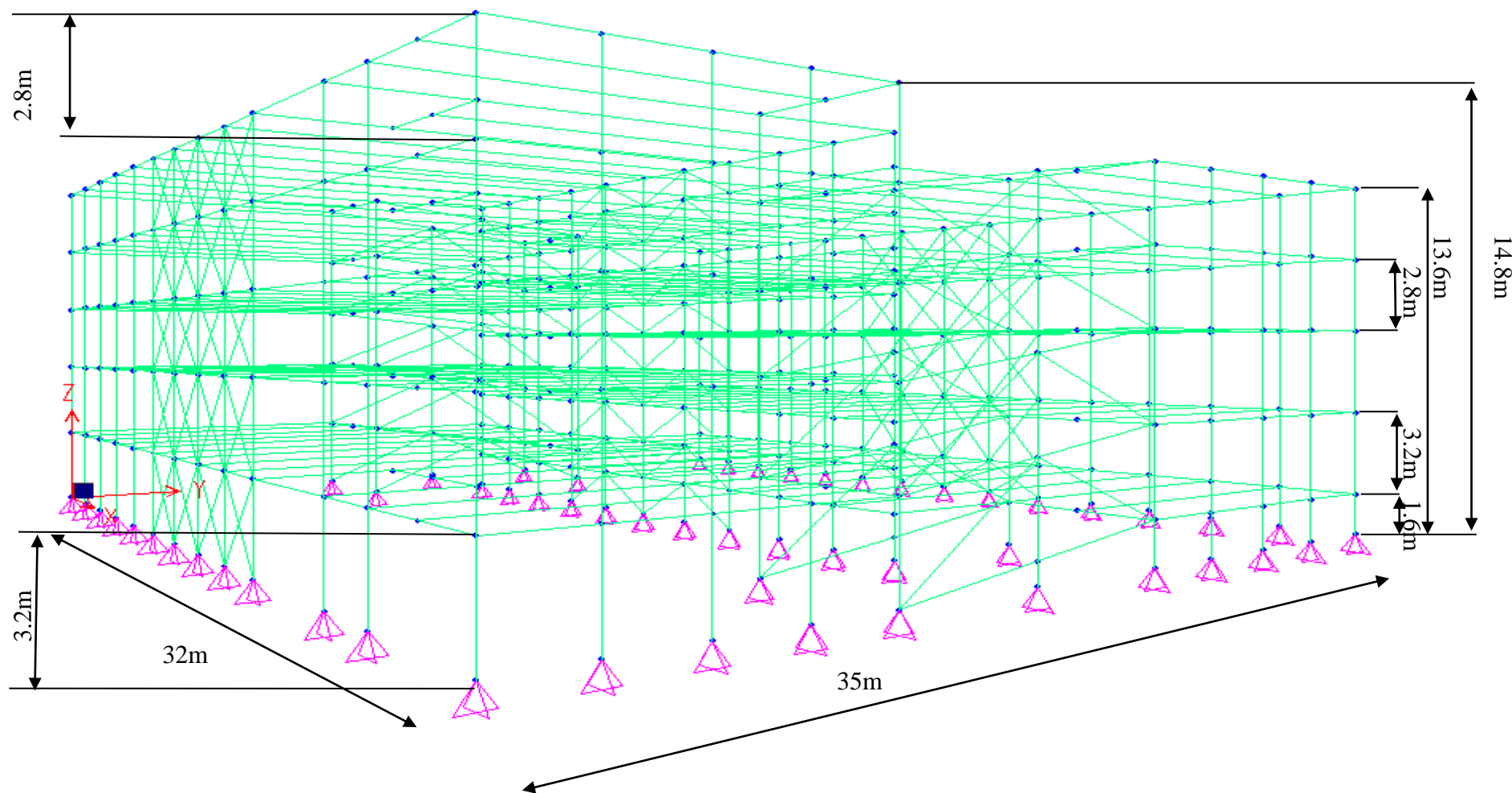


Figure (III): Vue en perspective de parking

(Selon RNV 99 page 78)

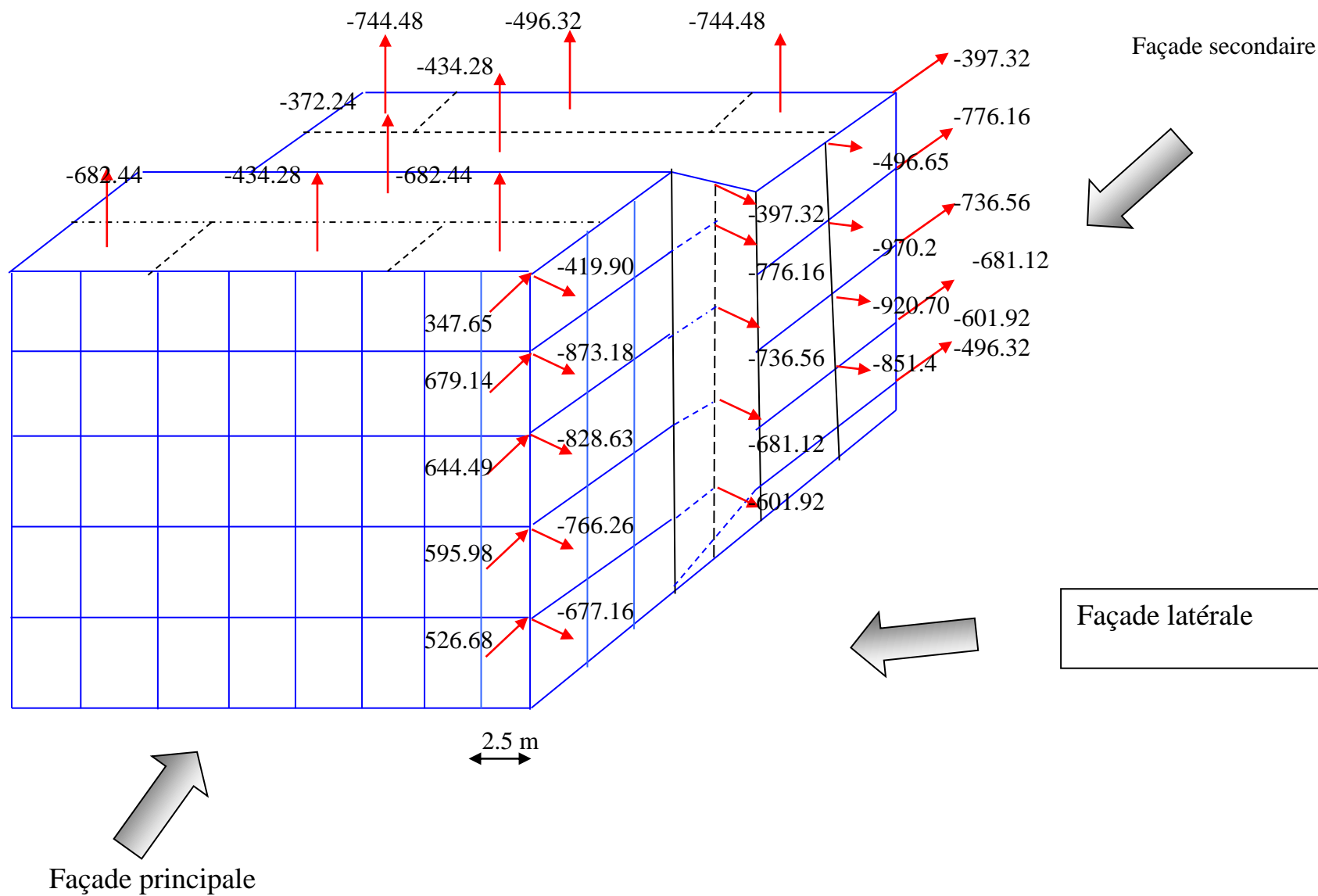


Figure 01

I. Etude climatique

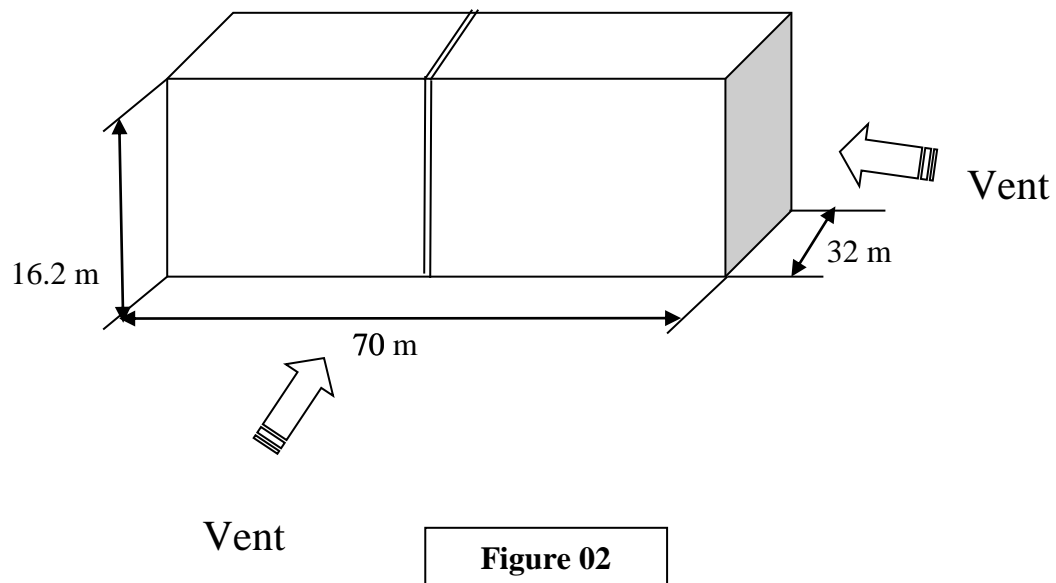
Action du vent sur les constructions

Notre construction est de catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, sécurité, scolaire...).

Pour une direction du vent donnée, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :

I.1 Calcul de l'effort dû au vent

I.1.a. Détermination du coefficient dynamique C_d



La structure étant en charpente métallique de :

Hauteur $h = 16.2$ m, largeur $d = 32$ m, longueur $L = 70$ m.

On utilise la figure (3.2) donnée au chapitre 03 pages 51.

C_d : coefficient dynamique de la structure est donnée en fonction de :

b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent.

h : hauteur totale de la construction

Façade principale : $h = 16.2$ m, $b = 70$ m

⇒ $C_d = 0.88$

Façade latérale : $h = 16.2$ m, $b = 32$ m

⇒ $C_d = 0.92$

La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamique ($C_d < 1.2$), le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule (2.13) du chapitre 2.

I.1.b Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}

La structure est de hauteur totale $h > 10$ m, il y a donc lieu de subdiviser le maître-couple.

On calculera donc la pression dynamique :

- à mi hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales
- à la hauteur totale $h = 16.2$ m pour ce qui concerne la toiture

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur supérieure à 10m, doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface de hauteur égale à la hauteur d'étage.

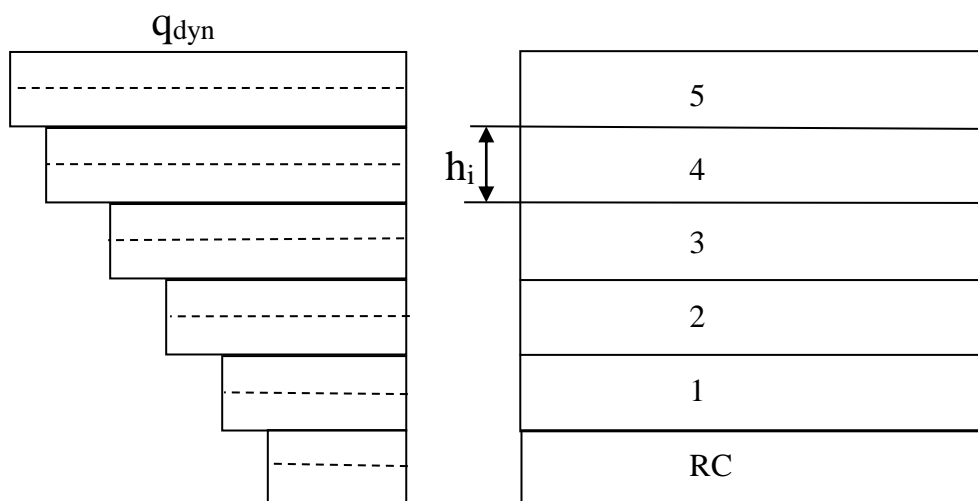


Figure 03

❖ Répartition de la pression dynamique

Pour le calcul d'un élément secondaire de la construction, la pression dynamique doit être déterminée en considérant cet élément comme un tout.

❖ Formule générale

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref}(z_j) \times C_e(z_j) \quad (\text{Structure permanente})$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

Zone I : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

C_e : coefficient d'exposition au vent

$$C_e(z_j) = c_t(z_j)^2 \times c_r(z_j)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z_j) \times C_t(z_j)} \right]$$

K_T : facteur du terrain

C_r : coefficient de rugosité

C_T : coefficient de topographie

Catégorie du terrain I (au bord de la mer) (tableau 2.4)

$$K_T = 0.17$$

$$Z_0 = 0.01m$$

$$Z_{min} = 2 m$$

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

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

$$C_e(Z_j) = C_r(Z_j)^2 \times C_T(Z_j)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z_j) \times C_T(Z_j)} \right]$$

Z_j (m)	$C_r(Z_j)$	$C_T(Z_j)$	$C_e(Z_j)$	$q_{dyn}(Z_j)$ (N/m ²)
1.6	0.9	1	1.88	705
4.8	1.03	1	2.28	855
7.8	1.13	1	2.62	967.5
10.6	1.18	1	2.79	1046.25
13.4	1.22	1	2.94	1102.5
15.5	1.25	1	3.05	1128.75

Les valeurs de la pression dynamique

❖ **Coefficient de pression**

❖ **Coefficient de pression extérieur**

❖ **Façade principale**

Pour les parois verticales

Dans notre cas $L = 70 m$ $d = 32 m$ $h = 16.2 m$

$$e = \min [b , 2h]$$

$$e = \min [70, 32.4] = 32.4 m$$

$$d < e$$

Les zones de pression et les valeurs respectives du coefficient correspondant à ces zones sont portées sur les figures ci dessus :

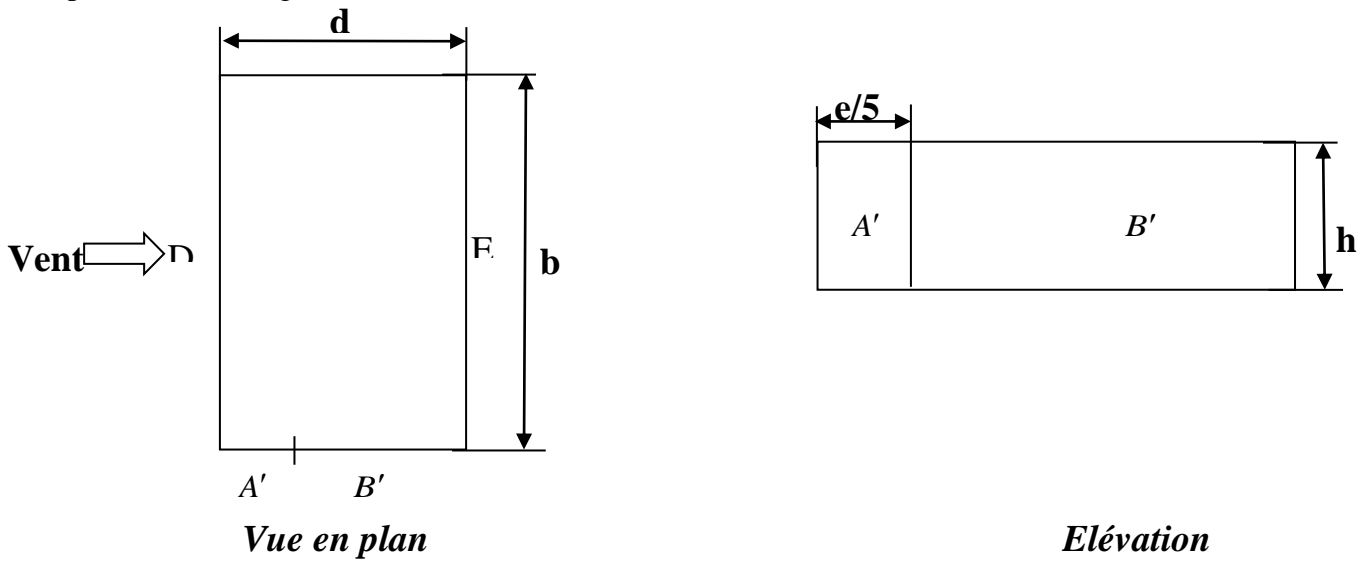


Figure 04

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad (S > 10 \text{ m}^2)$$

On a les résultats suivants:

A'	B'	D	E
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Les valeurs de C_{pe10} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

❖ **Toiture plate**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure à 4° .

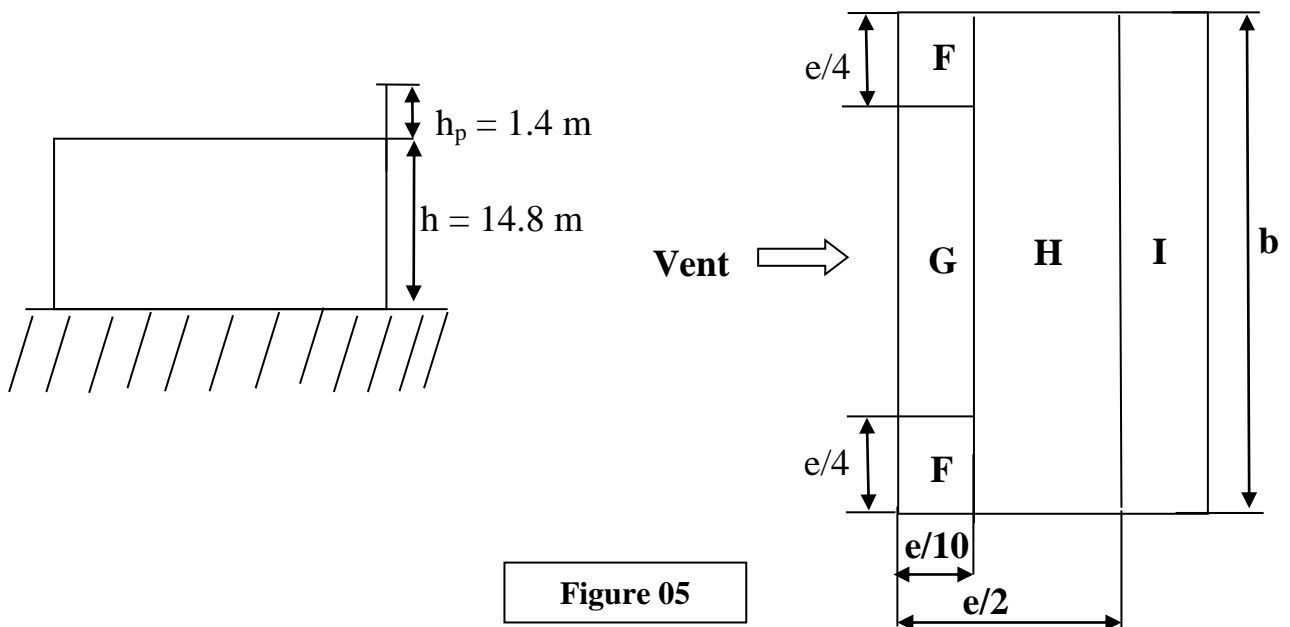


Figure 05

Coefficient de pression extérieure des toitures plates avec $\frac{h_p}{h} \approx 0.1$

Avec acrotères	F	G	H	I
	-1.2	- 0.8	- 0.7	- 0.2

❖ *Coefficient intérieur : Cpi*

$$\mu = \frac{\sum \text{des Surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des Surfaces de toutes les ouvertures}} \quad \text{(Selon RNV 99 page 78)}$$

- Surface ouverte sur façade principale = 401.8 m²
- Surface ouverte sur façade secondaire = 75.9 m²
- Surface ouverte sur façade latérale = 453.4 m²
- Surface ouverte = 1007 m²

$$\mu_p = \frac{(75.9 \times 2) + 453.4}{1007} = 0.60 \quad \text{Sur façade principale}$$

A partir de la figure 5.15 (p78) on à Cpi pour les bâtiments sans cloisons intérieurs **Cpi = -0.10**

❖ *Détermination du coefficient de pression nette Cp*

Cp est obtenu à l'aide de la formule Cp=Cpe- Cpi

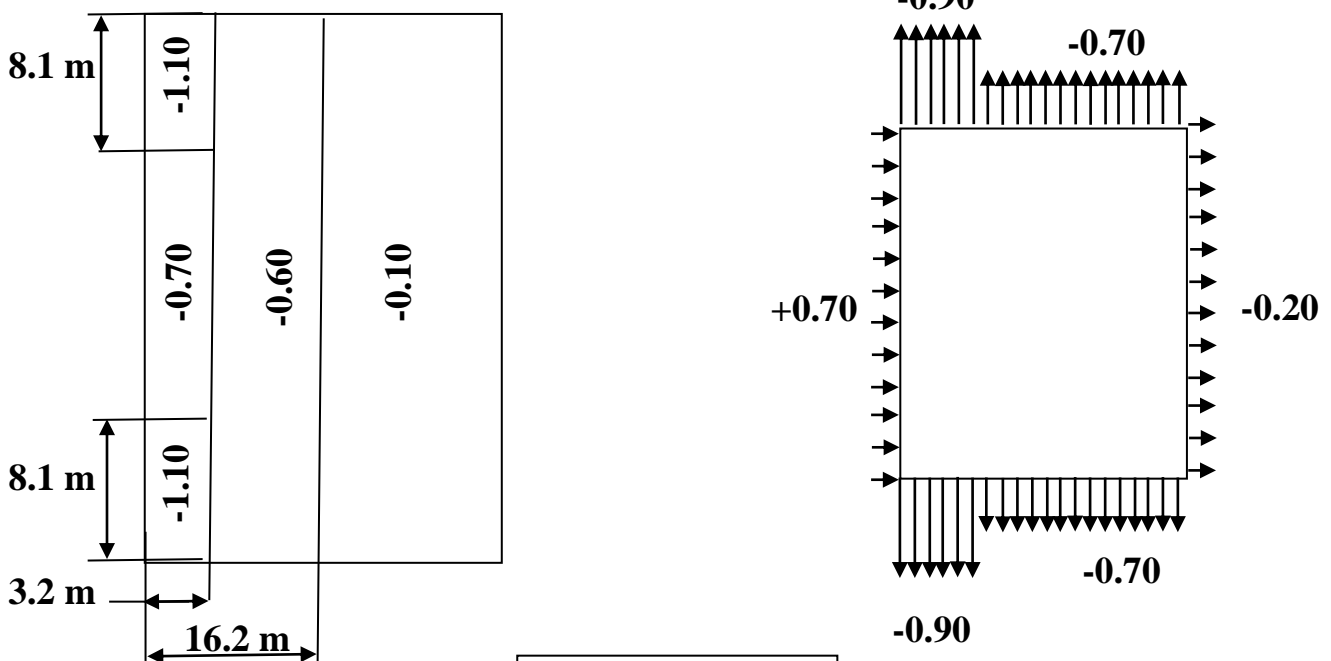


Figure 06

❖ *Façade secondaire*

Pour les parois verticales :

Dans notre cas $L = 70 \text{ m}$ $d = 32 \text{ m}$ $h = 16.2 \text{ m}$

$$e = \min [b , 2h]$$

$$e = \min [70, 32.4] = 32.4 \text{ m}$$

$$d < e$$

Les zones de pression et les valeurs respectives du coefficient correspondant à ces zones sont portées sur les figures ci-dessus :

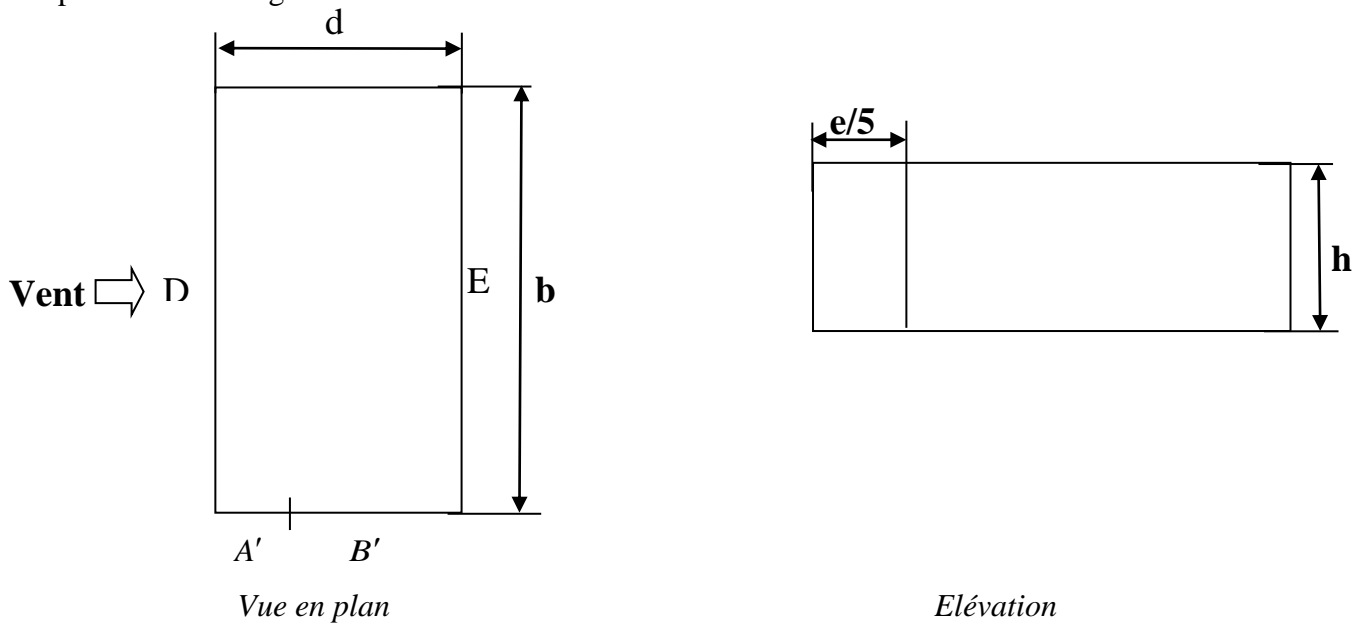


Figure 07

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad (S > 10 \text{ m}^2)$$

On a les résultats suivantes:

A'	B'	D	E
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Les valeurs de C_{pe10} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

❖ **Toiture plate**

Les toitures plates sont celle dont la pente est inférieure à 4°.

Coefficient de pression extérieure des toitures plates

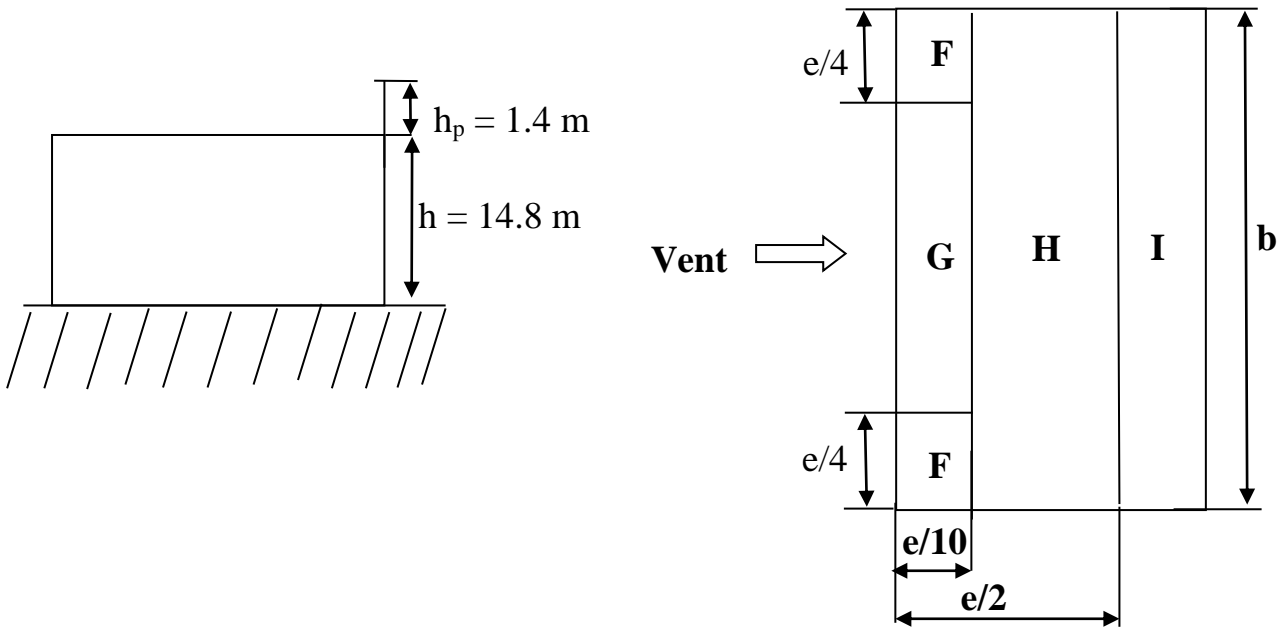


Figure 08

Coefficient de pression extérieure des toitures plates avec $\frac{h_p}{h} \approx 0.1$

Avec acrotères	F	G	H	I
	-1.2	-0.8	-0.7	-0.2

❖ **Coefficient intérieur : C_{pi}**

$$\mu_p = \frac{(75.9 \times 2) + 401.8}{1007} = 0.57 \quad \text{Sur façade secondaire}$$

A partir de la figure 5.15 (p78) on à C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures on a **C_{pi} = 0.00**

❖ Détermination du coefficient de pression nette C_p

C_p est obtenu à l'aide de la formule $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

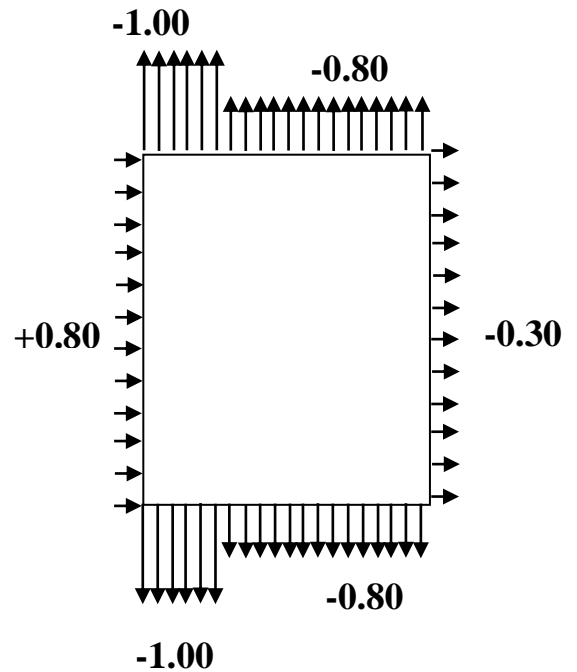
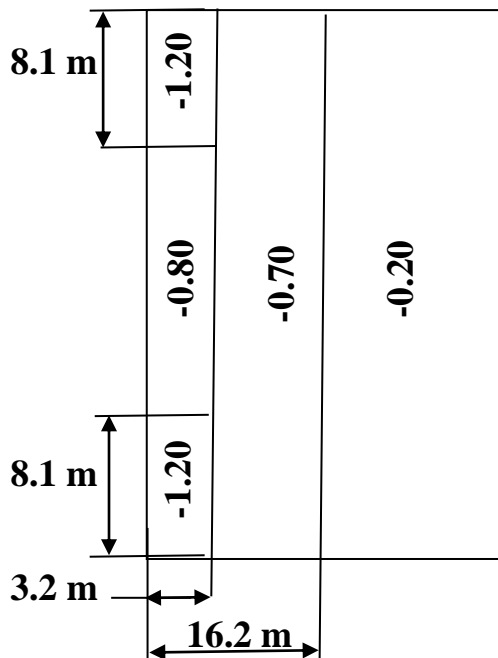


Figure 09

❖ Façade latérale

Pour les parois verticales :

Dans notre cas $d = 70$ m $b = 32$ m $h = 16.2$ m

$e = \min [b , 2h]$

$e = \min [32, 32.4] = 32$ m

$d > e$

Les zones de pression et les valeurs respectives du coefficient correspondant à ces zones sont portées sur les figures ci dessus :

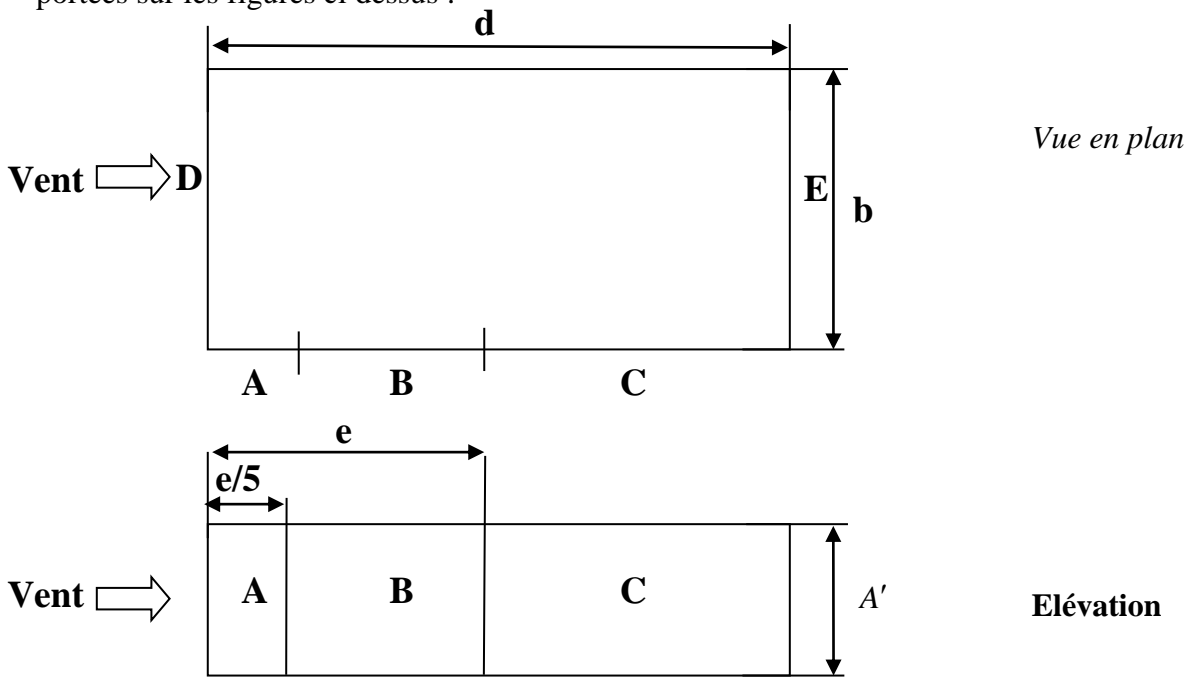


Figure 10

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad (S > 10 \text{ m}^2)$$

On les résultats suivante :

A	B	C	D	E
- 1.0	- 0.8	- 0.5	+ 0.8	- 0.3

Les valeurs de C_{pe10} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

❖ **Toiture plate**

Les toitures plates sont celle dont la pente est inférieure à 4^0 .

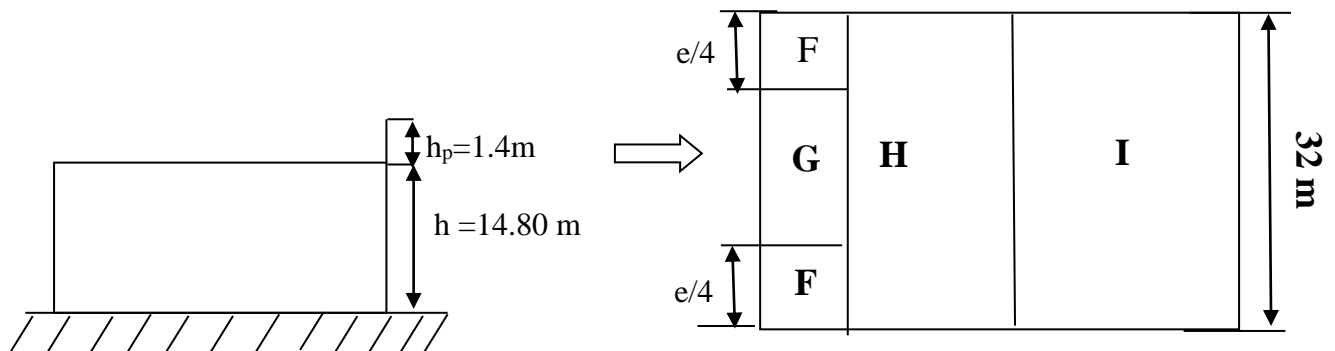


Figure 11

On a les résultats suivants :

Avec	F	G	H	I
acrotères	-1.2	- 0.8	-0.7	- 0.2

❖ Coefficient intérieur : C_{pi}

$$\mu = \frac{453.4 + 401.8}{1007} = 0.85$$

A partir de la figure 5.15 (p78) on à C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieurs $C_{pi} = - 0.4$

❖ Détermination du coefficient de pression nette C_p

C_p est obtenu à l'aide de la formule $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

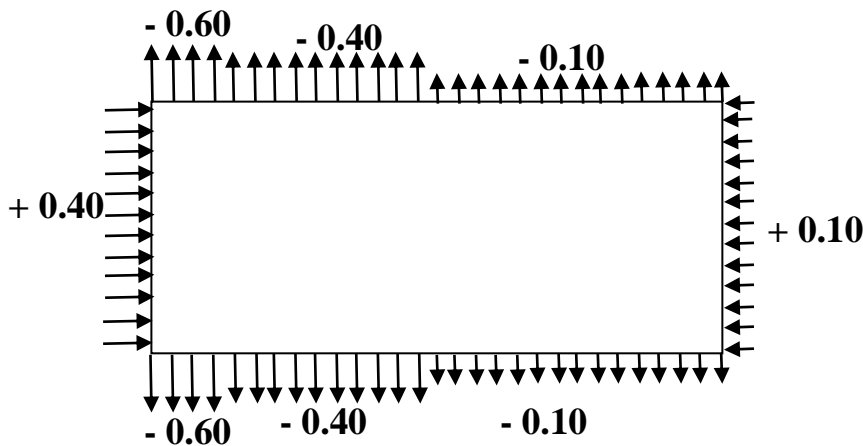
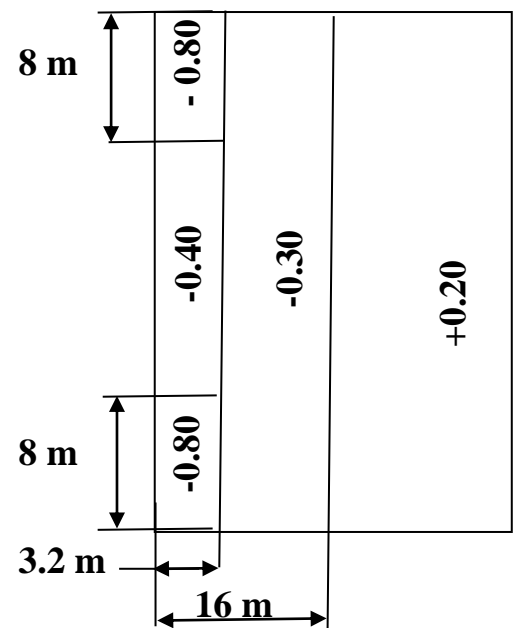


Figure 12



❖ *Calcul de la pression due au vent (construction de catégorie I).*

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression due au vent sur les parois, les quelle sont considéré rigide.

Pour détermination de la pression nette exercée sur l'élément j, calculé à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j.

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{RNV 99, chapitre 2 pages 40})$$

La pression due au vent q_j qui exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

❖ *Façade principale*

<i>Paroi verticale</i>						
$Z_j(\text{m})$	C_d	Zone	$C_{p \text{ net}}$	$q_{dyn}(\text{n/m}^2)$	$W(Z_j) (\text{N/m}^2)$	$q_j (\text{N/m}^2)$
1.6	0.88	A'	- 0.90	705	-634.5	-558.36
		B'	-0.70		-493.5	-434.28
		D	+0.70		493.5	434.28
		E	-0.20		-141	-124.08
4.8	0.88	A'	- 0.90	855	-769.5	-677.16
		B'	-0.70		-598.5	-526.68
		D	+0.70		598.5	526.68
		E	-0.20		-171	-150.48
7.8	0.88	A'	- 0.90	967.5	-870.75	-766.26
		B'	-0.70		-677.25	-595.98
		D	+0.70		677.25	595.98
		E	-0.20		-193.5	-170.28
10.6	0.88	A'	- 0.90	1046.25	-941.25	-828.63
		B'	-0.70		-732.37	-644.49
		D	+0.70		732.37	644.49
		E	-0.20		-209.25	-184.14
13.4	0.88	A'	- 0.90	1102.5	-992.25	-873.18
		B'	-0.70		-771.75	-679.14
		D	+0.70		771.75	679.14

		E	-0.20		220.5	-194.04
16.2	0.88	A'	- 0.90	1128.75	-1015.87	-893.97
		B'	-0.70		-790.12	-695.31
		D	+0.70		790.12	695.31
		E	-0.20		-225.75	-198.66
<i>La toiture</i>						
Z _j (m)	C _d	Zone	C _{p net}	q _{dyn} (n/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)	q _j (N/m ²)
1.6	0.88	F	- 1.10	705	-775.50	-682.44
		G	- 0.70		-493.50	-434.28
		H	- 0.60		-423.00	-372.24
		I	- 0.10		-70.50	-62.04
4.8	0.88	F	- 1.10	855	-904.50	-827.64
		G	- 0.70		-598.50	-526.68
		H	- 0.60		-513.00	-451.44
		I	- 0.10		-58.50	-75.24
7.8	0.88	F	- 1.10	967.5	-1064.25	-936.54
		G	- 0.70		-677.25	-595.98
		H	- 0.60		-580.50	-510.84
		I	- 0.10		-96.75	-85.14
10.6	0.88	F	- 1.10	1046.25	-115.87.5	-1012.77
		G	- 0.70		-732.37	-644.49
		H	- 0.60		-627.75	-552.42
		I	- 0.10		-104.62	-92.07
13.4	0.88	F	- 1.10	1102.5	-1212.75	-1067.22
		G	- 0.70		-771.75	-679.14
		H	- 0.60		-661.50	-582.12
		I	- 0.10		-110.25	-97.02
16.2	0.88	F	- 1.10	1128.75	-1241.62	-1092.63
		G	- 0.70		-790.12	-695..31
		H	- 0.60		-677.25	-595.98
		I	- 0.10		-121.87	-99.33

❖ *Façade secondaire*

<i>Paroi verticale</i>						
Z_j (m)	C_d	Zone	$C_{p\ net}$	$q_{\ dyn}$ (n/m ²)	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
1.6	0.88	A'	- 1.00	705	-705	-620.4
		B'	-0.80		-564	-496.32
		D	+0.80		564	496.32
		E	-0.30		-211.5	-186.12
4.8	0.88	A'	- 1.00	855	-855	-752.4
		B'	-0.80		-684	-601.92
		D	+0.80		684	601.92
		E	-0.30		-256.5	-225.72
7.8	0.88	A'	- 1.00	967.5	-967.5	-851.4
		B'	-0.80		-774	-681.12
		D	+0.80		774	681.12
		E	-0.30		-290.25	-255.42
10.6	0.88	A'	- 1.00	1046.25	-1046.25	-920.7
		B'	-0.80		-837	-736.56
		D	+0.80		837	736.56
		E	-0.30		-313.87	-276.21
13.4	0.88	A'	- 1.00	1102.5	-1102.5	-97.02
		B'	-0.80		-882	-776.16
		D	+0.80		882	776.16
		E	-0.30		-330.75	-291.06
16.2	0.88	A'	- 1.00	1128.75	-1128.75	-993.3
		B'	-0.80		-903	-794.64
		D	+0.80		903	794.64
		E	-0.30		-338.62	-297

<i>La toiture</i>						
Z_j (m)	C_d	Zone	$C_{p\ net}$	$q_{\ dyn}$ (n/m ²)	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
1.6	0.88	F	- 1.20	705	-846	-744.48
		G	- 0.80		-564	-496.32
		H	- 0.70		-493.5	-434.80
		I	- 0.20		-141	-124.08
4.8	0.88	F	- 1.20	855	-1028	-902.88
		G	- 0.80		-684	-601.92
		H	- 0.70		-598.5	-526.68
		I	- 0.20		-171	-136.80
7.8	0.88	F	- 1.20	967.5	-1161	-1021.68
		G	- 0.80		-774	-681.12
		H	- 0.70		-677.25	-595.98
		I	- 0.20		-193.5	-170.28
10.6	0.88	F	- 1.20	1046.25	-1255.5	-1104.84
		G	- 0.80		-837	-736.56
		H	- 0.70		-73.2.37	-644.49
		I	- 0.20		-209.25	-184.14
13.4	0.88	F	- 1.20	1102.5	-1323	-1164.24
		G	- 0.80		-882	-776.16
		H	- 0.70		-771.75	-679.14
		I	- 0.20		-220.5	-194.04
16.2	0.88	F	- 1.20	1128.75	-1354.5	-1191.96
		G	- 0.80		-903	-794.64
		H	- 0.70		-790.12	-695.31
		I	- 0.20		-225.75	-198.66

❖ *Façade latérale*

<i>Paroi verticale</i>						
Z_j (m)	C_d	Zone	$C_{p\ net}$	$q_{\ dyn}$ (n/m ²)	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
1.6	0.92	A	- 0.60	705	-423	-389.16
		B	-0.40		-282	-259.72
		C	- 0.10		-70.50	-64.86
		D	+ 0.40		282	259.44
		E	+ 0.10		70.5	64.86
4.8	0.92	A	- 0.60	855	-513	-471.96
		B	-0.40		-342	-314,64
		C	- 0.10		-85,5	-78,66
		D	+ 0.40		342	314,64
		E	+ 0.10		85,5	78,66
7.8	0.92	A	- 0.60	967.5	-580,5	-534,06
		B	-0.40		-387	-356,04
		C	- 0.10		-96,75	-89,01
		D	+ 0.40		387	356,04
		E	+ 0.10		96,75	89,01
10.6	0.92	A	- 0.60	1046.25	-627,75	-577,53
		B	-0.40		-418.5	-385.02
		C	- 0.10		-104.92	-96.25
		D	+ 0.40		418.5	577.53
		E	+ 0.10		104.92	96.25
13.4	0.92	A	- 0.60	1102.5	-661.5	-608.58
		B	-0.40		-441	-405.72
		C	- 0.10		-110.25	-101.43
		D	+ 0.40		441	405.72
		E	+ 0.10		110.25	101.43
16.2	0.92	A	- 0.60	1128.75	-677.25	-623.07
		B	-0.40		-451.5	-415.38
		C	- 0.10		-112.87	-103.84
		D	+ 0.40		451.5	415.38
		E	+ 0.10		112.87	103.84

<i>La toiture</i>						
Z_j (m)	C_d	Zone	$C_{p\ net}$	$q_{\ dyn}$ (n/m ²)	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
1.6	0.88	F	- 0.80	705	-564	-496.32
		G	- 0.40		-282	-248.16
		H	- 0.30		-211.5	-186.12
		I	+ 0.20		141	124.8
4.8	0.88	F	- 0.80	855	-684	-601.92
		G	- 0.40		-342	-300.96
		H	- 0.30		-256.5	-225.72
		I	+ 0.20		171	150.48
7.8	0.88	F	- 0.80	967.5	-774	-681.12
		G	- 0.40		-387	-340.56
		H	- 0.30		-290.25	-255.42
		I	+ 0.20		193.5	170.28
10.6	0.88	F	- 0.80	1046.25	-837	-736.56
		G	- 0.40		-418.5	-368.28
		H	- 0.30		-313.87	-276.21
		I	+ 0.20		209.25	184.14
13.4	0.88	F	- 0.80	1102.5	-882	-776.16
		G	- 0.40		-441	-388.08
		H	- 0.30		-330.75	-291.06
		I	+ 0.20		220.5	194.04
16.2	0.88	F	- 0.80	1128.75	-903	-794.64
		G	- 0.40		-451.5	-397.32
		H	- 0.30		-338.62	-298
		I	+ 0.20		225.75	198.66

I.2 Calcul des charges de neige

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 :

$$S = \mu \times S_K \dots\dots\dots [KN / m^2]$$

Ou :

S_K : en $[KN / m^2]$ est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude est de la zone de neige.

μ : est le coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

Notre structure située au niveau de porte D'ALGER au bord de la mer donc $H = 0$, zone B.

$$S_K = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{10}{100} = 0.1KN / m^2$$

A partir de tableau (6.1 page 17 RNV 99) $\mu = 0.8$ lorsque $0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$

α : Pente de la toiture.

$$S = \mu \times S_K = 0.1 \times 0.8 = 0.08KN / m^2$$

$$S = 80N / m^2$$

Dimensionnement des escaliers

1) Terminologie –définition

Un escalier se compose d'un certain nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle giron, H est la hauteur des marches, le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre, le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie vertical d'un marche s'appelle contre marche, la cage et le volume circonscrit à l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droit, courbé ou hélicoïde qu'on appelle le limon.

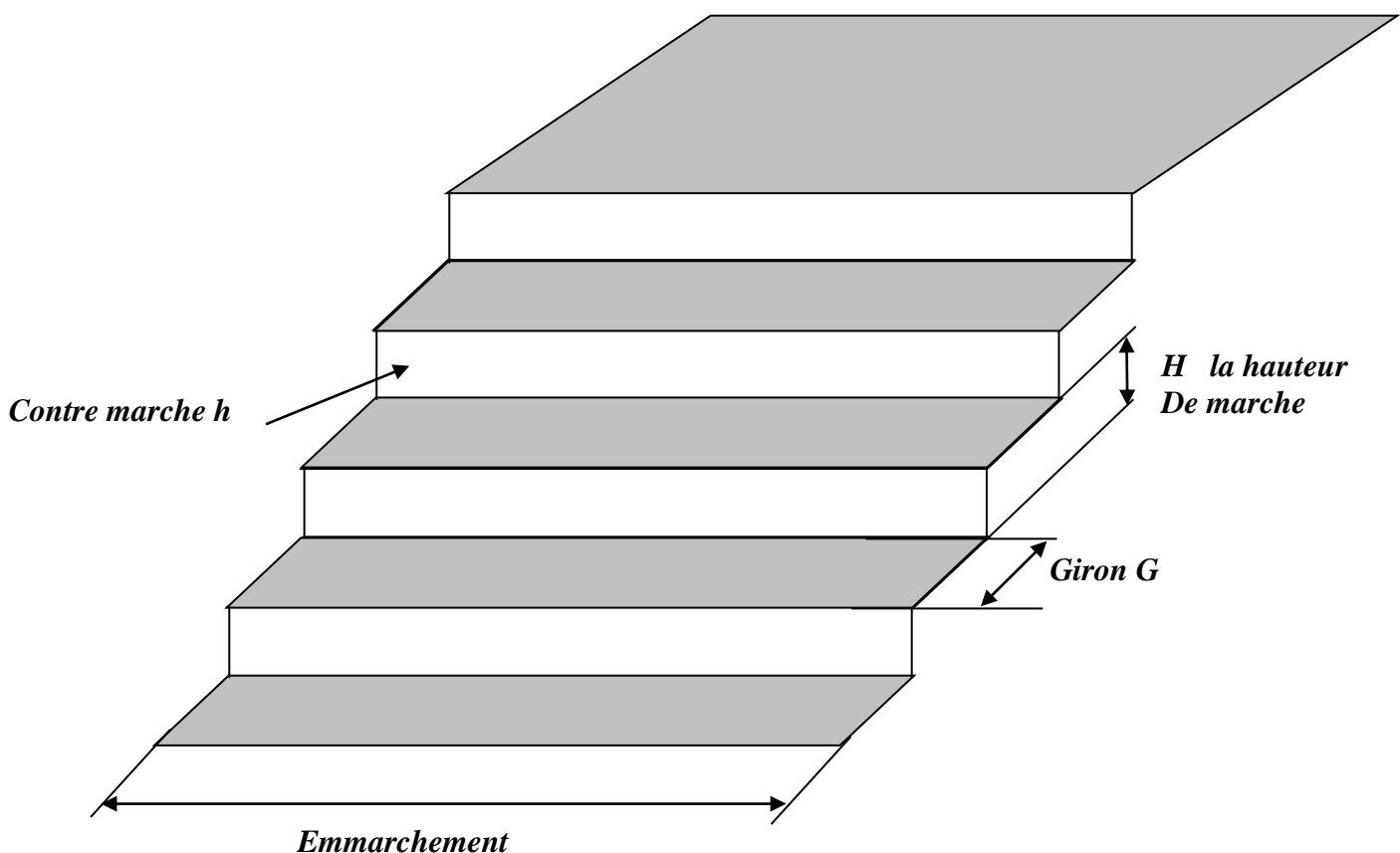


Figure 13

2) Dimensionnement de l'escalier

Pour les dimensionnements de la marche (g) et la contre marche (h) en utilise généralement la formule de **BLONDEL**

$$0.59 \leq G + 2 \times H \leq 0.66$$

On a : $G = 0.28$

$H = 0.17$

$$D'où \mathbf{0.59 \leq 28.167 + 2 \times 17.778 \leq 0.66 \Rightarrow 0.59 \leq 0.63 \leq 0.66}$$

La condition de BLONDEL est vérifiée.

Evaluation des charges

Charge permanente

Volé :

Tôle striée épaisseur 5mm	45 dan/m ² .
Mortier de pose	45 dan/m ² .
Revêtement carrelage.....	60 dan/m ² .

Total..... G₂ =150 dan/m².

Palier

HI-BOND 55.....	15.45 dan/m ² .
Dalle en béton épaisseur 13 cm.....	325 dan/m ² .
Mortier de pose	45 dan/m ² .
Revêtement carrelage.....	60 dan/m ² .

Total.....G₁ =445.45dan/m².

Charge d'exploitation Q = 250 dan/m².

3) Dimensionnement des éléments porteurs

3.1) Limon

Pour le RC et le premier étage

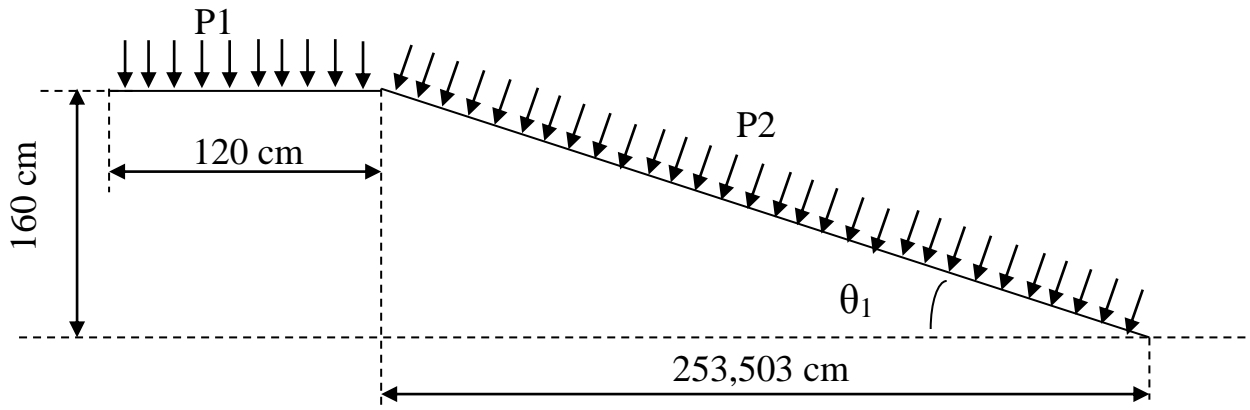


Figure 14

Le reste des étages

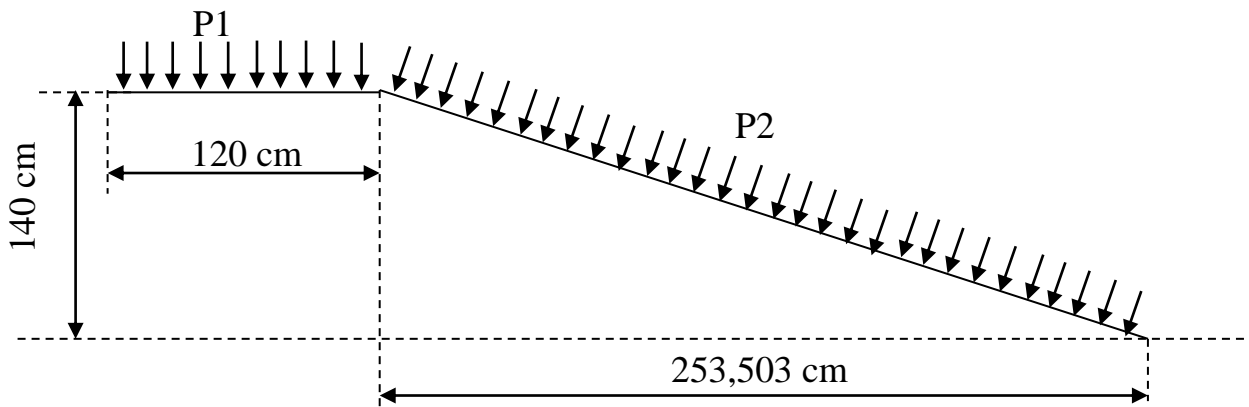


Figure 15

La combinaison la plus défavorable

$$P = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

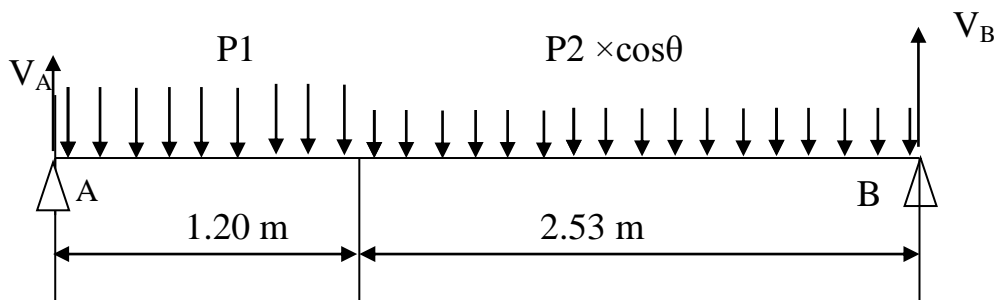


Figure 16

Calcul de θ_1, θ_2

$$\tan g \theta_1 = \frac{1.60}{2.53} = 0.63 \Rightarrow \theta_1 = 32.21^\circ$$

$$\tan g \theta_2 = \frac{1.40}{2.53} = 0.55 \Rightarrow \theta_2 = 28.81^\circ$$

$$\begin{cases} P_{11} = (1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q = 1.35 \times 445.45 + 1.5 \times 250) \times 1.20 = 1162.71 \text{ daN} / \text{m} . \\ P_{12} = (1.35 \times G_2 + 1.5 \times Q = 1.35 \times 150 + 1.5 \times 250) \times 1.20 = 690 \text{ daN} / \text{m} . \end{cases}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} P_{21} \times \cos \theta_1 = 690 \times \cos 32.24 = 583.61 \text{ daN} / \text{m} . \\ P_{22} \times \cos \theta_2 = 690 \times \cos 28.81 = 604.60 \text{ daN} / \text{m} . \end{cases}$$

Les réactions V_A, V_B :

On utilise le cas de charge la plus défavorable :

$$P_1 = 1162.71 \text{ daN} / \text{m} .$$

Charge pondérée

$$P = \frac{((Q + G) \times 1.2)}{2} = \frac{((250 + 445.45) \times 1.2)}{2} = 417.27 \text{ daN} / \text{m}$$

Charge non pondérée

$$\text{On trouve : } \begin{cases} V_A = V_B = \frac{P_1 \times L}{2} = \frac{1162.70 \times 3.73}{2} = 4336.87 \text{ daN} \end{cases}$$

L'effort tranchant

$$T(X) = V_A - P_1 \times X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \Rightarrow T(X) = 4336.87 \text{ daN} \\ X = \frac{L}{2} \Rightarrow T(X) = 0 \\ X = L \Rightarrow T(X) = -V_B = -4336.87 \text{ daN} \end{cases}$$

Moment fléchissant

$$M(X) = V_A \times X - \frac{P_1}{2} \times X^2$$

Le moment fléchissant max est a $X = \frac{L}{2}$

$$\text{D'où } M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{1162.71 \times 3.73^2}{8} = 2022.08 \text{ daN.m}$$

Condition de la flèche

$$P = 417.27 \text{ daN / m}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E \times I_X} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I_X \geq \frac{5 \times 250 \times 417.27 \times 3.73^3}{384 \times 210}$$

$$\Rightarrow I_X \geq 335.66 \text{ cm}^4$$

Pour des raisons constructives on prend un UPN 140..... $I_X = 605 \text{ cm}^4$.

Vérification de UPN 140 au cisaillement

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} = \frac{4336.87}{20.4} = 212.59 \text{ daN / cm}^2$$

$$\tau_{max} = 212.59 \text{ daN / cm}^2 \leq f_y \times 0.8 = 1880 \text{ daN / cm}^2$$

D'où UPN 140 vérifie au cisaillement

Vérification de UPN 140 à la résistance

$$M_{max} = 2022.08 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{max}}{W_X} \leq f_y$$

$$\frac{2022.08 \times 10^2}{86.4} = 2340 \text{ daN/cm}^2 < 2350 \text{ daN/cm}^2$$

Donc l'UPN 140 vérifie la résistance

Vérification à la flèche

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{250} = \frac{373}{250} = 1.49 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E \times I_X} = \frac{5 \times 417.27 \times (3.73)^4 \times 10^2}{384 \times 210 \times 605} = 0.82 \text{ cm}$$

$\delta = 1.49 \text{ cm} < \delta_{max} = 0.82 \text{ cm}$ Donc l'UPN 140 vérifie la flèche.

3.2) Marches**Les cornières de marche**

Ces cornières sollicitées à une charge permanente $G = 150 \text{ daN/m}^2$, et à charge d'exploitation $P = 250 \text{ daN/m}^2$.

$$P_2 = (1.35 \times G_2 + 1.5 \times Q) = 1.35 \times 150 + 1.5 \times 250 = 690 \text{ daN/m}$$

$$\bar{P}_2 = 690 \text{ daN/m} \quad \text{Charge pondérée}$$

$$P = G + Q = 150 + 250 = 400 \text{ daN/m} \quad \text{Charge non pondérée}$$

Condition de la flèche

$$\delta_{max} = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I_X} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I_X \geq \frac{5 \times 250 \times 400 \times (1.20)^3}{384 \times 210}$$

$$\Rightarrow I_X \geq 10.85 \text{ cm}^4$$

On prend des cornières 60 × 60 × 6 $I_X = 22.79 \text{ cm}^4$.

Vérification à la résistance

$$M_{max} = \frac{P_2 \times L^2}{8} = \frac{690 \times (1.20)^2}{8} = 124.2 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{max}}{W_x} \leq f_y$$

$$\frac{124.2 \times 10^2}{9.37} = 1325.50 \text{ daN / cm}^2 < 2350 \text{ daN / cm}^2$$

Donc la cornière 60 × 60 × 6 est vérifiée la résistance

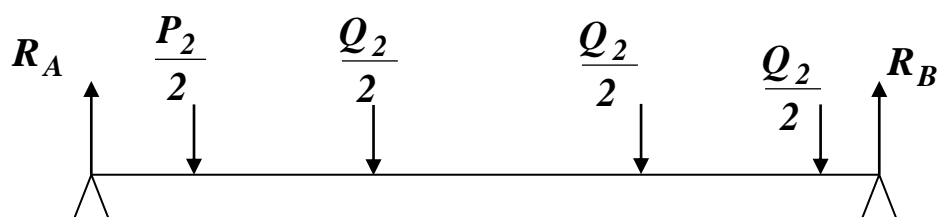
3.3) poutres d'appui des limons

Cette poutre doit solliciter aux actions de la charge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$, et à la charge permanente G .

$$G = (150 \times 1.2) + 44 = 224 \text{ daN / m}$$

$$P_2 = (1.35 \times G + 1.5 \times P) = 298.66 + 375 = 673.66 \text{ daN} \quad \text{Charge pondérée}$$

$$P = Q + G = 250 + 224 = 474 \text{ daN / m} \quad \text{Charge non pondérée}$$



A) calcul des réactions R_A, R_B

$$R_A = R_B = \frac{4 \times \frac{P_2}{2}}{2} = 673.66 \text{ daN}$$

Le moment max se trouve à $\frac{L}{2}$

$$M_{max} = R_A \times \frac{L}{2} - \frac{P_2}{2} \times \left(\frac{L}{2} - 0.3 \right) - \frac{P_2}{2} \times \left(\frac{L}{2} - 1.5 \right)$$

$$M_{max} = 673.66 \times \frac{5}{2} - 336.83 \times \left(\frac{5}{2} - 0.3 \right) - 336.83 \times \left(\frac{5}{2} - 1.5 \right) = 606.29 \text{ daN.m}$$

$$W_X \geq \frac{606.29 \times 100}{2400} = 25.26 \text{ cm}^3.$$

Condition de la flèche

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 \quad \text{tq: } \delta_1 = \delta_4, \delta_2 = \delta_3$$

$$\delta(X) = \frac{P}{2} \times \frac{X \times (3L^2 - 4X^2)}{48 \times E \times I}$$

$$X = 0.3 \Rightarrow \delta_1(0.3) = 673.66 \times \frac{0.3 \times (3 \times 25 - 4 \times 0.09)}{48 \times E \times I} = \frac{314.26}{E \times I}$$

$$X = 1.5 \Rightarrow \delta_2(1.5) = 673.66 \times \frac{0.3 \times (3 \times 25 - 4 \times 2.25)}{48 \times E \times I} = \frac{277.88}{E \times I}$$

$$\delta_{max} = 2 \times (\delta_1(0.3) + \delta_2(1.5)) = \frac{2 \times 592.14}{E \times I} = \frac{1184.28}{E \times I}$$

$$\delta_{max} < \frac{L}{250} \Leftrightarrow \frac{118424}{E \times I} < 2$$

$$\Leftrightarrow I_X > \frac{118424}{E \times 2} \Leftrightarrow I_X > 281.96 \text{ cm}^2$$

Pour assurée une bonne liaison entre la poutre, palière et le limon on prend un profile UPN 120 dont les caractéristique géométrique sont :

$$I_X = 364 \text{ cm}^4$$

$$A = 17 \text{ cm}^2$$

$$W_X = 60.7 \text{ cm}^3$$

$$H = 120 \text{ mm}$$

Vérification à la flèche

$$\delta_{max} \leq \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$\delta = 2 \times \frac{118424}{E \times I} = \frac{118424}{210 \times 364} = 1.54 \text{ cm}$$

$\delta = 1.54 \text{ cm} < \delta_{max} = 2 \text{ cm}$ Donc UPN 120 vérifier la flèche.

Vérification de UPN 120 à la résistance

$$M_{max} = 606.29 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{max}}{W_X} \leq f_y$$

$$\frac{606.29 \times 100}{60.7} = 998.83 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 2350 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Donc UPN 120 vérifier la résistance

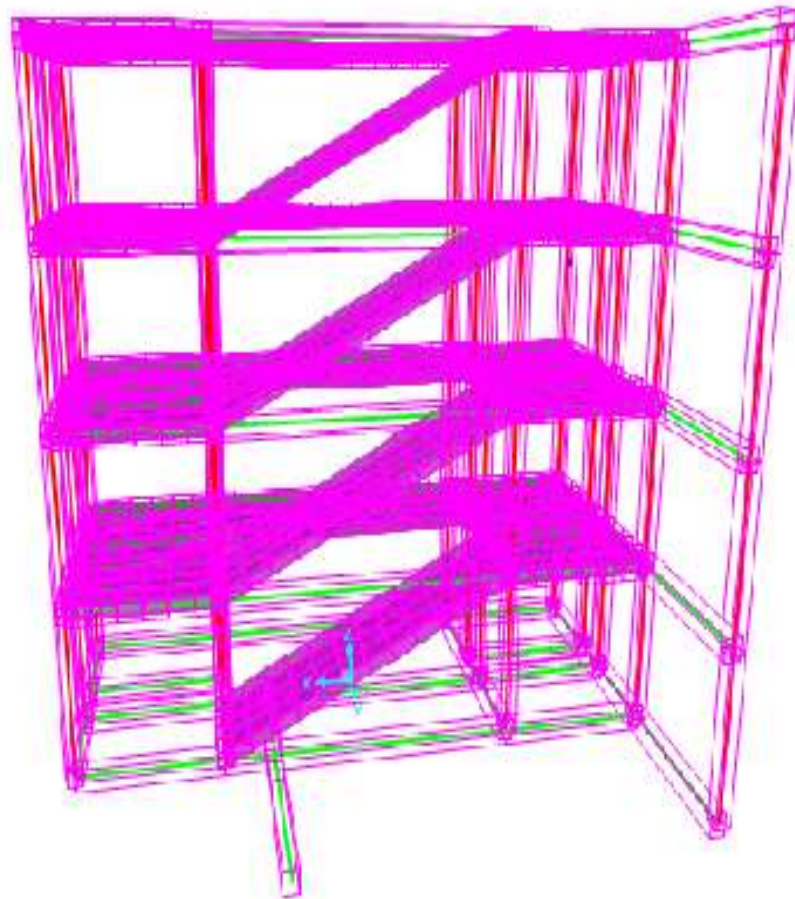


Figure 17: vu d'escalier en 3D

Généralité

Lors de la conception d'un parc de stationnement, il faut prévoir des voies de circulation aussi courtes que possible sans pour autant accroître inutilement la surface occupée par les rampes. La disposition de celles-ci dépend du mode d'utilisation du bâtiment. A cet égard, on établit une distinction entre la durée d'occupation (parc de stationnement permanent, de courte ou de longue durée) et la période d'occupation (occupation intermittente ou continue).

Les rampes peuvent être situées à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment, Les voies d'accès au parc doivent longer les aires de stationnement. Dans le sens de la sortie, il faut prévoir des voies aussi courtes que possible. L'inclinaison des rampes devant être inférieure à 15 %, on s'efforce à la limiter à 12 %. Pour les rampes extérieures, il faut choisir une pente inférieure, à moins d'empêcher la formation de verglas par d'autres mesures appropriées. Une moindre pente requiert naturellement des rampes plus longues et donc une surface accrue. Mais des rampes plus larges et moins inclinées augmentent la commodité d'utilisation, qui doit occuper une place importante lors de la conception. Une structure portante de faible hauteur et une hauteur libre réduite permettent de réaliser des rampes plus courtes.

Les rampes sont des planchers collaborant inclinés constitués d'une dalle en béton armé et coulée dans un bac d'acier (HI-BOND 55-600) qui repose sur des solives, ce dernier est portant sur des poutres de rampe.

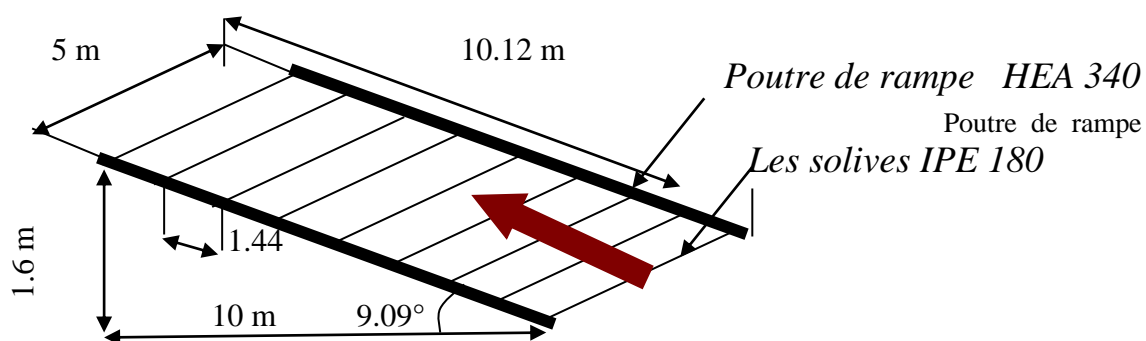


Figure 18

$$\operatorname{tg} q = \frac{1.6}{10} = 0.16 \quad q = \operatorname{arctg} 0.16 = 9.09^\circ$$

$$\sin q = \sin 9.09^\circ = \frac{1.6}{l} = 0.15 \quad l = \frac{1.6}{0.15} = 10.12 \text{ m}$$

1. Calcul des planchers

- Trame 10.12m \times 5 m
- Entraxe des solives e = 1.44 m
- Planchers industriels réservant une charge d'exploitation Q=500 kg/m².
- Dalle collaborant d'épaisseur e = 13 cm.
- Charpente métallique - solive IPE 180
- poutre de rampe HEA 340

2. Coefficient d'équivalence acier / béton

$$n = \frac{E_c}{E_a}$$

$$E_c = \frac{E_a}{3} \text{ (pour l'effet à long terme)}$$

$$\text{d'ou } n = \frac{3E_a}{E_c} = \frac{3 \cdot 210}{30.5} = 20.6$$

3. Calcul des solives

On choisit les mêmes sections des solives pour tous les niveaux des planchers.

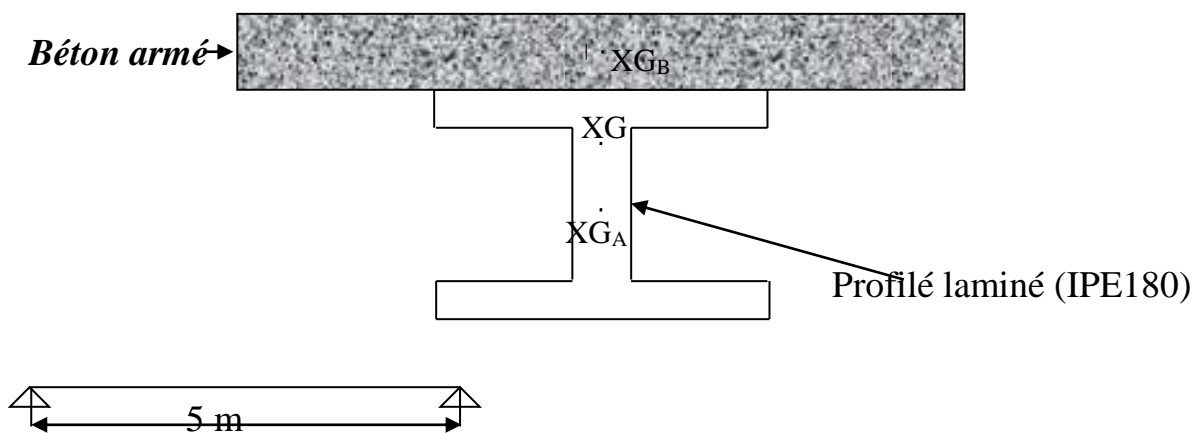


Figure 19

4. Calcul de la section mixte

$$S = A + \frac{b \times t}{n}$$

$$\text{pour un IPE 180 on a } S = 23.9 + \frac{144 \times 13}{20.6} = 114.77 \text{ cm}^2$$

d = la position de l'axe neutre (D) de la section mixte par rapport à G_a (centre de gravite de la poutre en acier).

$$d = \frac{130 \times 13}{20.6} \times \frac{13 + 18}{2 \times 105.93} = 12 \text{ cm}$$

5. Le moment d'inertie

Le moment d'inertie de la section mixte par rapporte à l'axe neutre (D) est donnée par la relation suivante:

$$I = I_a + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \left[\frac{B}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 \right] \quad \text{avec } I_B = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{144 \times 13^3}{12} = 26364 \text{ cm}^4$$

$$I = 1317 + 23.9 \times 9.72^2 + \frac{26364}{20.6} + \left[\frac{1872}{20.6} \times \left(\frac{13+18}{2} - 9.72 \right)^2 \right]$$

$$I = 7890 \text{ cm}^4$$

6. Contrainte de flexion simple

$$V = \frac{h}{2} + d = \frac{18}{2} + 9.72 = 18.72 \text{ cm} \quad (\text{position de la fibre tendue de l'acier et par rapport à l'axe neutre})$$

$$V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 13 - 9.72 = 12.28 \text{ cm} \quad (\text{position de la fibre comprimée du béton et par rapport à l'axe neutre})$$

7. Moment fléchissant maximal dans la section mixte d'inertie I

• Les charges permanentes

- dalle en béton armé $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 1.44 = 468 \text{ daN/m}$

- Solive $G_2 = 18.8 \text{ daN/m}$

- Hi BOND $G_3 = 15.45 \times 1.44 = 22.24 \text{ daN/m}$

$$G = 509.12 \text{ daN/m}$$

• **Les charges d'exploitation**

$$P = 500 \times 1.44 = 720 \text{ daN/m}$$

$$\text{Charge non pondérée } Q^* = P + G = 720 + 509.12 = 1229.12 \text{ daN/m}$$

$$\text{Charge pondérée } Q = 1.35G + 1.5P = 1767.31 \text{ daN/m.}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 1767.31 \times \cos 9.09^\circ = 1745.11 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{1745.11 \times 5^2}{8} = 5453.46 \text{ daN.m}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 1767.31 \times \sin 9.09^\circ = 279.20 \text{ kg/m}$$

$$M_y = \frac{Q_x \times l^2}{8} = \frac{279.20 \times 5^2}{8} = 827.5 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant

$$\tau = \max(\tau_x, \tau_y)$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_a}$$

$$T_x = \frac{Q_y \cdot l_x}{2} = \frac{1745.11 \times 5}{2} = 4362.77 \text{ daN}$$

$$\tau_x = \frac{4362.77}{23.9} = 182.54 \text{ daN/cm}^2$$

$$T_y = \frac{Q_x \times l}{2} = \frac{279.20 \times 5}{2} = 698 \text{ daN}$$

$$\tau_y = \frac{T_y}{A_s} = \frac{698}{23.9} = 29.20 \text{ daN/cm}$$

$$\Rightarrow \tau = 182.54 \text{ daN/cm}^2$$

Vérification de la flèche

$$f_x \leq f_{ad}$$

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2.0cm$$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot l_x^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1745.11 \times (5)^4}{210 \times 1317} = 0.05cm < 2.0cm$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_x \cdot l_y^4}{E \cdot I} = \frac{2.05}{384} \times \frac{279.20 \times (5)^4}{210 \times 100.81} = 0.10 < 2.0cm$$

Donc la solive IPE 180 est vérifiée la flèche.

Calcul de poutre de rampe

- **Les charges permanentes**

Dalle en B .A $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 10.12 = 3289$ daN/m

Solive $G_2 = (18.8 \times 10.12) / 1.44 = 132.12$ daN/m

Poutre poids propre $G_3 = 243$ daN/m

$$G = 3289 + 132.12 + 243 = 3664.12 \text{ daN/m}$$

- **Charge d'exploitation**

$$P = 500 \times 10.12 = 5060 \text{ daN/m}$$

Charge non pondérée

$$Q^* = P + G = 5060 + 3664.12 = 8724 \text{ daN/m}$$

Charge pondérée

$$Q = 1.35G + 1.5P = 12536.56 \text{ daN/ m}$$

Verification de la resistance**Le moment fléchissant maximal vaut**

$$Q_y = Q \cos \alpha = 12536.56 \times \cos 9.09^\circ = 12379.11 \text{ kg/ m}$$

$$M_x = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{12379.11 \times 10.12^2}{8} = 158474.99 \text{ daN .m}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 12536.56 \times \sin 9.09^\circ = 1980.59 \text{ kg/ m}$$

$$M_y = \frac{Q_x \times l^2}{8} = \frac{1980.59 \times 10.12^2}{8} = 25355.21 \text{ kg.m}$$

Le moment de plastification vaut

$$M_p = 2 \times S \times \sigma_e = 2 \times 1850.5 \times 2400 \times 10^4 = 88824 \text{ kg.m}$$

$$M_{fx} \text{ et } M_{fy} < M_p$$

Verification à la flèche

S'agissant d'un planchers industriel, la limitation de flèche est L/250 de la portée.

$$f_x \leq f_{ad}$$

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{1012}{250} = 4.04 \text{ cm}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 8724 \times \cos 9.09^\circ = 8614.43 \text{ kg/m}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 8724 \times \sin 9.09^\circ = 1378.26 \text{ kg/m}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot l_x^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{8614.43 \times (10.12)^4}{210 \times 27700} = 0.20 \text{ cm} < 4.04 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_x \cdot l_y^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1378.26 \times (10.12)^4}{210 \times 7436} = 0.12 < 4.04 \text{ cm}$$

Donc HEA 340 vérifier la flèche

III.1. Plancher mixte (acier béton) à dalle collaborant

Généralité

Les plancher à bac métallique collaborant sont des plancher mixte de 12 à 15 cm d'épaisseur totale ils sont constituées des tôles en acier nervurées et galvanisées qui joueront le rôle d'armaturés tendues et sur le câble une couche de béton est coulée simplement ferrillée d'un treillis soudé.

La dalle en béton est collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher ce qui impose qu'elle soit parfaitement laitonnée avec la structure porteuse, pour ce la il faut prévoir des dispositifs de liaison (des connecteurs) à l'interface béton - acier qui solidaire la dalle et les poutres entre elles et s'opposent au glissement mutuel.

-Tôle : en acier E320 d'épaisseur variable galvanisée selon le procédé sendzinur et ce par un recouvrement de zinc de 275 kg /m² pour l'ensemble des deux faces.

- Acier : treillis soudés et acier à haute adhérence.

- Béton : le béton utilisé est un béton ordinaire dosée à 350 kg/m³.

Les accélérateurs de prise à base des chlorures sont interdites.

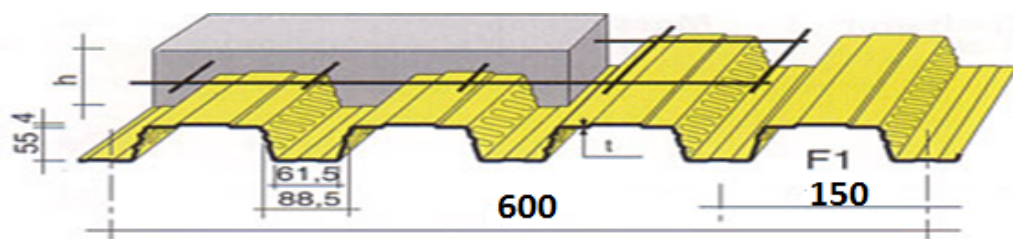


Figure 20

1) Description des éléments

Profil HI BOND 55-600

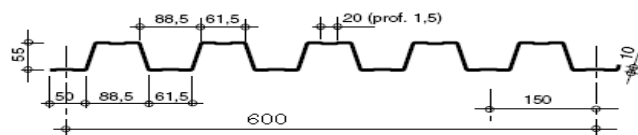
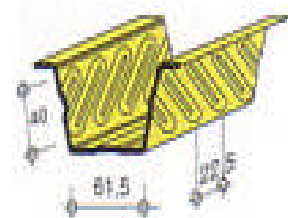


Figure 21



Ce sont des tôles raidies longitudinalement par des nervures trapézoïdales obtenues par pliage de la tôle :

Tableau : description des coffrages.

Hauteur nervures	Nombre des nervures par bac	Espacement des nervures	Largeur utile du bac
55	4	150 mm	600 mm

Epaisseur tôle mm		Poids totale
Galvanisée	Nue	15.45 kg/m ²
1.20	1.16	

2) *Avantage des bacs acier*

- a) il remplace en grande partie les aciers tendus en section mixte.
- b) il n'est pas considéré comme un coffrage perdu, ce genre de coffrage permet une répartition de montage ainsi que la sécurité des ouvriers et permet aussi de recevoir tous type de faux plafonds.

Caractéristiques mécaniques :

- a) la limite élastique est de 320 MPa.
- b) La résistance à la rupture est de 430 MPa.

3) *Hypothèse de calcul*

- Le plancher ainsi constitué permet le contreventement horizontal d'un parking.
- Le bétonnage sera effectué de préférence en une seule opération en évitant les surcharges ponctuelles.
- A fin de limiter la fissuration de la dalle due aux effets de retrait et fluage on incorpore au plancher une nappe de treillis soudée à 2 cm de la surface supérieure de celui-ci.

4) *Condition de conception et de calcul*

La sécurité en phase de montage avec la portée délimitée pour appuis en s'assurant que le moment fléchissant sollicitant le milieu de la travée sous $1.35 P m$ (poids mort) et $1.5 P$ (charge concentrée à mi-travée) est inférieur au égal au moment résistant plastique du bac déduit par essai.

$$P = \max \begin{cases} 50 L & L : \text{portée partielle} \\ 100 \text{ daN} & P : \text{charge de chantier} \end{cases}$$

$$P = \max \begin{cases} 50 \times 2.5 = 125 \text{ daN} \\ 100 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow P = 125 \text{ daN}$$

5) Justification aux efforts tranchants

La justification de la résistance en section mixte est possible tant que la contrainte de glissement τ entre tôle et béton.

$$\tau = \begin{cases} \left(2173 \times \rho \times \frac{d}{L} \right) + 0.133 \\ 2.8 \text{ daN /cm}^2 \end{cases}$$

τ : contrainte limite de glissement (daN /cm^2).

ρ : rapport de la section de la tôle à la section utile du béton (qui est la largeur \times la hauteur h).

h : distance du centre de gravité de la tôle à la fibre supérieure du béton.

d : épaisseur de la dalle (cm).

L : portée de la dalle (cm).

$$\rho = \frac{S_{\text{tôle}}}{S_{\text{plancher}}}$$

$$S_{\text{tôle}} = 18.271 \text{ cm}^4 / \text{ml} \times 2.5 = 45.67 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = b \times h = 2.50 \times 75 = 18750 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 2.43 \times 10^{-3}$$

$$h = 2.75 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$\tau = \min \begin{cases} \left(2173 \times 2.43 \times 10^{-3} \times \frac{13}{250} \right) + 0.133 \\ 2.8 \text{ daN /cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau = 0.40 \text{ daN /cm}^2$$

6) Justification au cisaillement des nervures

Il y a lieu de s'assurer qu'au moment de la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant dans la section horizontale entre les nervures et la dalle ne dépasse pas la contrainte limite

7) Résistance au poinçonnage

En absence d'essai appropriées, il est possible de vérifier le poinçonnage et s'assurant que la charge ne dépasse pas sa valeur admissible et aussi de vérifier que la contrainte de cette charge concentrée dans la section égal au produit $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur de la dalle au-dessus des nervures par le périmètre critique qui reste inférieure à 6 daN /cm².

Dans le cas ou il n'y a pas de cloisons maçonnées ni de revêtement fragiles alors

$$fa \leq \begin{cases} \frac{L}{350} & \text{Si } L \leq 3.5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{700} & \text{Si } L \geq 3.5 \text{ m} \end{cases}$$

L : portée de la dalle

$$fa \leq \frac{L}{350} = \frac{250}{350} = 0.71 \text{ cm}$$

La flèche active fa d'un plancher et la somme de la somme totale due aux charges permanentes (hormis le poids mort) et de la flèche due aux charges variables.

8) Résistance au séisme

Avec la forme en béton armé d'un treillis soudé le plancher peut assurer le contreventement d'un bâtiment à condition de disposer dans le sens de la portée des connecteurs soudés sur les poutres d'appuis –goujon anti-cisaillement). La tôle doit être fixé sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémités) à l'aide de deux fixations au minimum par bac. Le nombre et le type de ces fixations doit être déterminé dans chaque cas particulier.

9) Calcul d'un plancher mixte à dalle collaborant

Définition

Le choix des poutres de plancher dépend de leur espacement, du mode de réalisation des planchers en béton et de la hauteur de construction disponible. Les diverses constructions se distinguent par le mode de réalisation des planchers :

- ▶ Les planchers en béton peuvent être composés de dalles en béton préfabriquées en béton coulé sur place à l'aide d'un coffrage qui peut être réutilisable, perdu ou intégré dans la construction mixte.
- ▶ Dans l'emploi de coffrages traditionnels réutilisables, l'entraxe des poutres peut être choisi librement suivant l'épaisseur du plancher. Pour des raisons économiques, cet entraxe ne devrait pas excéder 5 m. Il convient en tout cas de tirer parti de l'effet de liaison des poutres laminées et du plancher en béton armé.

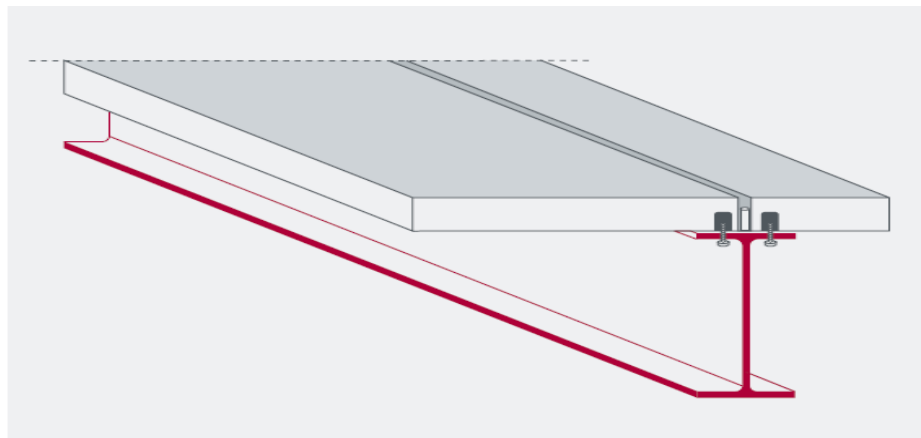
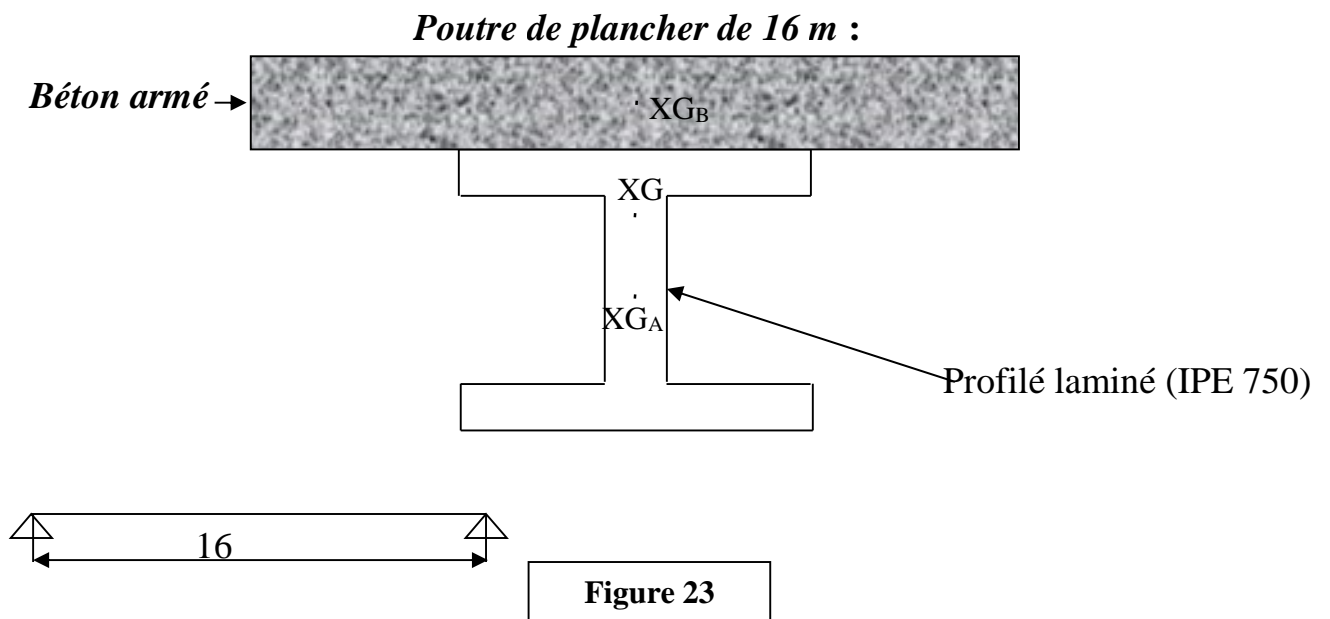
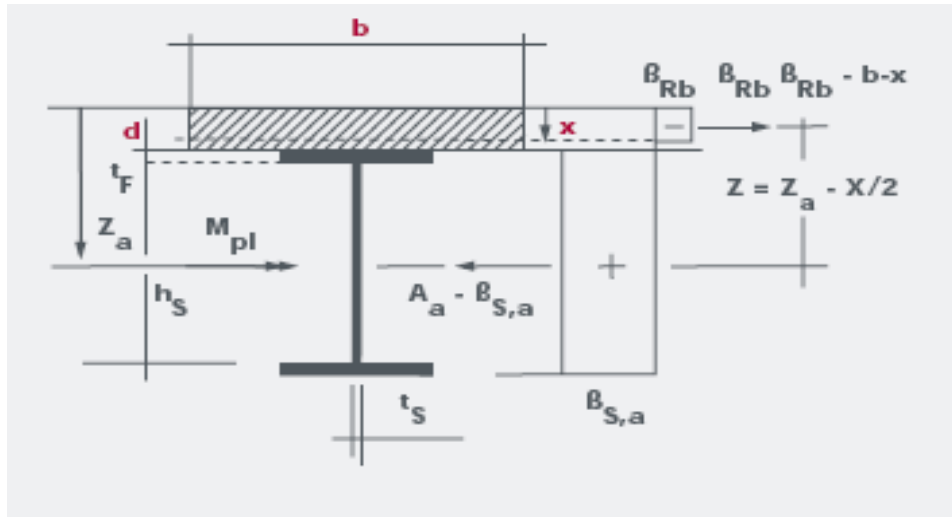


Figure 22 : Les profilés connectés à une dalle en béton



- h : hauteur de la poutre en acier $h = 75.3$ cm.
- t : l'épaisseur de la dalle en béton armé $t = 13$ cm.
- b : largeur de la dalle collaborant $b = 250$ cm.
- d : distance de l'axe neutre a l'axe de la poutre en acier.
- f : distance de l'axe neutre a l'axe de la dalle en béton armé.

Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } B = b t$$

$$b = \min \left[2 \frac{l_0}{8}, b \right] \quad l_0 = L = 16 \text{ m}$$

$$b = \min \left[\frac{2 \times 16}{8}, 2.5 \right] = 2.5 \text{ m}$$

n : coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_c}{E'_c}$$

E' : Module d'équivalent du béton (C25/30) Eurocode4

Pour l'effet a long terme $E_c = \frac{E_a}{3}$

D'ou $n = \frac{3E_a}{E'_c} = \frac{3 \times 210}{30.5} = 20.6$

$$n = 20.6$$

$$S = A + \frac{b \times t}{n} = 137 + \frac{250 \times 13}{20.6} = 294.76 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G_A centre de gravité de la poutre en acier est d :

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{250 \times 13}{20.6} \times \frac{13 + 75.3}{2 \times 294.76} = 23.63 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \left[\frac{B}{n} \times \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2 \right]$$

Avec

I_A : Le moment d'inertie de la section A (profilé laminé $I_A = 159878 \text{ cm}^4$).

I_B : Le moment d'inertie de la section béton.

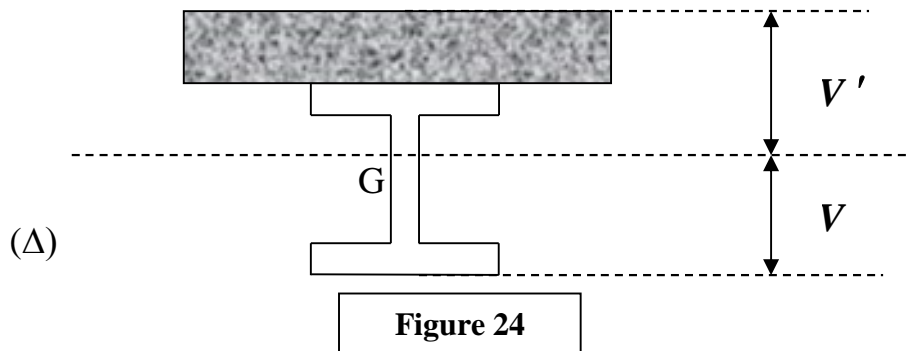
$$I_B = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{250 \times 13^3}{12} = 45770,833 \text{ cm}^4.$$

D'où

$$I = 159878 + 174.59 \times (23.63)^2 + \frac{45770.83}{20.6} + \left[\frac{3250}{20.6} \times \left(\frac{13 + 75.3}{2} - 23.63 \right)^2 \right]$$

$$I = 326017.91 \text{ cm}^4 .$$

3) Contrainte de la flexion simple



Moment fléchissant max dans la section mixte

$$\begin{cases} V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{75.3}{2} + 13 - 15.83 = 34.82 \text{ cm} \\ V = \frac{h}{2} + d = \frac{75.3}{2} + 15.83 = 53.48 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8}$$

Les charges permanentes

Dalle en béton armé.... $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.

Charpente métallique $G_2 = 137 \text{ daN/m}$.

Hi-BAND ... $G_2 = 15.45 \times 2.5 = 38.62 \text{ daN/m}$.

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 988.12 \text{ daN/m}.$$

Les surcharges d'exploitation

$$P = 500 \times 2.5 = 1250 \text{ daN/m}.$$

La combinaison la plus défavorable

$$Q = \frac{4}{3} \times G + \frac{3}{2} \times P$$

$$Q = \frac{4}{3} \times (988.12) + \frac{3}{2} \times (1250) = 3192.49 \text{ daN/m}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{3192.49 \times (16)^2}{8} = 102159.78 \text{ daN.m} \quad \text{Contrainte de flexion}$$

Contrainte dans la portée d'acier

Traction

$$\sigma_a = \frac{M}{W_x} = \frac{102159.78 \times 10^2}{4865.16} = 2099.82 \text{ daN/cm}^2$$

Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} \times (V' - t) = \frac{102159.78 \times 10^2}{159878} \times (34.82 - 13) = 1394.26 \text{ daN/cm}^2$$

Contrainte dans le béton : (Compression fibre supérieure)

$$\sigma_{b2} = \frac{M}{n \times I} \times V' = \frac{102159.78 \times 10^2}{159878 \times 20.6} \times 34.82 = 108.00 \text{ daN/cm}^2$$

(Compression fibre inférieure)

$$\sigma_{b1} = \frac{M}{n \times I} \times (V' - t) = \frac{102159.78 \times 10^2}{159878 \times 20.6} \times (34.82 - 13) = 67.68 \text{ daN/cm}^2$$

Effort tranchant

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{3192.49 \times 16}{2} = 25539.92 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{25539.92}{174.59 \times 10^2} = 1.46 \text{ daN/mm}^2 < 0.6 \times \sigma_e = 0.6 \times 24 = 14.14 \text{ daN/mm}^2.$$

Contrainte additionnelle due au retrait du béton

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement) mais la dalle est solidarisée avec les poutres en acier. Le retrait est contraire par l'acier qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier /béton.

L'effet du retrait peut s'accumuler avec l'effet d'un abaissement de la température, ces effets provoquant.

- Un raccourcissement ξ_a de la poutre d'acier.
- Un allongement ξ_b de la dalle du béton.

Et on a $\xi = \xi_a + \xi_b$.

Dans notre cas (climat tempéré humide) on prend : $\xi = 2 \times 10^{-2}$.

En posant $K = \frac{M}{I}$

Les différentes contraintes dans la section s'écrivent :

$$\sigma'_a = K \times Y_1 = E_a \times \xi_b$$

$$\sigma_a = K \times (h - Y_1)$$

$$\sigma'_{b1} = E_b \times \xi_b = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_1)$$

$$\sigma''_{b2} = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_2)$$

$$\text{Avec } K = \frac{B \times E_a \times \xi \times A}{n \times I_a \times (A + B) \times (I_a + B) \times A \times B^2}$$

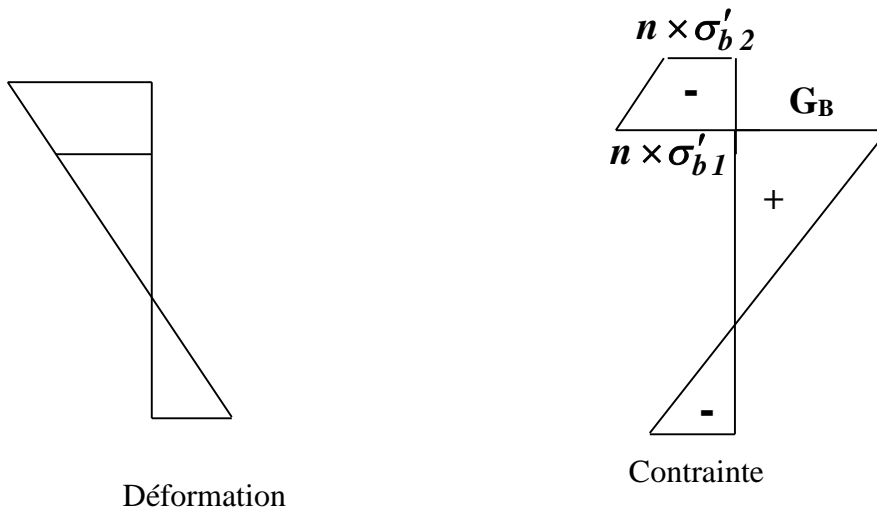


Figure 25

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{75.3 + 13}{2} = 44.15 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{159878}{174.59 \times 44.15} = 20.74 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{75.3}{2} + 20.75 = 58.4 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 58.4 + 13 = 71.40 \text{ cm}$$

D'où

$$K = \frac{250 \times 13 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 44.15 \times 174.59}{(20.6 \times 159878 \times 174.59) + (250 \times 13 \times 159878) + (250 \times 13 \times 174.59 \times (44.15))}$$

$$K = \frac{1.05 \times 10^{10}}{2.2 \times 10^9} = 4.77$$

Donc les contraintes du retrait :

$$\text{Acier} \begin{cases} \sigma_a = 4.77 \times (75.3 - 58.4) = 80.61 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_a = 4.77 \times 58.4 = 278.56 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Béton} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 278.56) = 6.86 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 340.57) = 3.85 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la flèche

Les charges permanentes

- Profilé IPE 750.....G₁ = 137daN/m
- Dalle en béton arméG₂ = 2500×0.13×2.5=812.5daN/m.
- Charge de montage sur chantier...G₃ = 1.0×250=250daN/m

Charge d'exploitation

- à l'ELU P_{ELT exp} = 500×2=1000daN/m.
- à l'ELS P_{Ser exp} = 400×2=800daN/m.

Calcul des combinaisons d'actions pondérées**1- au stade de montage**

$$Q_1 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times G_3 = 1.35 \times (137 + 812.5) + 1.5 \times 250$$

$$Q_1 = 1656.82 \text{ daN/m.}$$

à l'état limite ultime

$$Q_2 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times P_{ult \text{ exp}}$$

$$Q_2 = 1.35 \times (137 + 812.5) + 1.5 \times 1000 = 2781.82 \text{ daN / m.}$$

à l'état limite de service

$$P_3 = P_{Ser \text{ exp}} = 800 \text{ daN / m.}$$

1^{ère} phase**Vérification au stade de montage**

-état limite ultime (calcul élastique).

Au stade de montage seul la poutre supporte le poids propre et les charges de chantier

On a :

$$M = \frac{Q_1 \times L^2}{8} = \frac{1656.82 \times 16^2}{8} = 53018.24 \text{ daN .m}$$

Le moment résistant d'un IPE 750 de :

$$M_{el} = \frac{W_{el} \times Y \times \sigma_e}{\gamma_{m0}} = \frac{4287.0 \times 10^3 \times 235}{1} = 100744.50 \text{ daN .m}$$

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour résistant et propriétés des matériaux

$\gamma_{m0} = 1$ ('combinaison accidentelle') (à l'exception de séisme)'EC4 23.3.2'

La vérification est satisfaite car $M < M_{el}$ (55178.24 < 100744.50)

État limite de service :

La valeur maximal de la flèche sous l'effet du poids propre du profile et de la dalle pour une poutre appuyée a une extrémité et encastrée a l'autre vaut :

$$\delta_1 = \frac{2}{269} \times \frac{(G_1 + G_2) \times L^4}{E \times I} = \frac{2}{269} \times \frac{(137 + 812.5) \times 16^4}{210 \times 159878} = 0.013 \text{ cm.}$$

La flèche est très faible ce qui ne nécessite pas de la mesure particulière.

2^{eme} phase

Vérification au stade final :

Etat limite ultime (calcul plastique)

La résistance plastique de la section mixte vaut :

$$M_{pl} = F_a \times \left(Z_m - Z_a + \frac{X}{2} \right)$$

F_a : Action de l'acier de construction

$$F_a = A_a \times \frac{\sigma_e}{\gamma_a} = 174.59 \times \frac{235}{1.0} = 41028.65 \text{ daN}$$

X : La position de l'axe neutre

$$X = d = 23.63 \text{ cm} = 236.3 \text{ mm.}$$

$$Z_m : (h - X) = ((753 + 130) - 263.3) = 646.7 \text{ mm.}$$

$$Z_a : \frac{h}{2} = \frac{753}{2} = 376.5 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = 41028.65 \times \left(646.7 - 376.5 + \frac{236.3}{2} \right) = 159.33 \text{ kN.m.}$$

La sollicitation à l'état ultime vaut :

$$M = \frac{Q_2 \times L^2}{8} = \frac{2781.82 \times 16^2}{8} = 89.01 \text{ kN.m}$$

La vérification est satisfaite car $M < M_{pl}$ (89.01 kN.m < 159.33 kN.m)

État limite de service

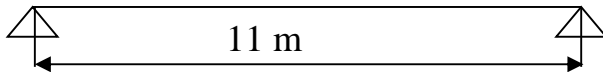
La flèche de la poutre mixte vaut :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{P_{Ser\ exp} \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{800 \times 16^4}{210 \times 159878} = 0.01 \text{ cm}$$

La vérification à l'état limite de service est satisfaite car :

$$\delta_2 = 0.01 < \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6.4 \text{ cm.}$$

Poutre de plancher de 11 m



h : hauteur de la poutre en acier h = 600 cm.

t : l'épaisseur de la dalle en béton armé t = 13 cm.

b : largeur de la dalle collaborant b = 250 cm.

d : distance de l'axe neutre a l'axe de la poutre en acier.

f : distance de l'axe neutre a l'axe de la dalle en béton armé.

Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } B = b t$$

$$b = m \text{ in } \left[2 \frac{l_0}{8}, b \right] \quad l_0 = L = 11 \text{ m}$$

$$b = m \text{ in } \left[\frac{2 \times 11}{8}, 2.5 \right] = 2.5 \text{ m}$$

n : coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_c}{E'_c}$$

E_c : Le module d'élasticité de l'acier de construction

E'_c : Module d'équivalent du béton (C25/30)

Pour l'effet a long terme $E_c = \frac{E_a}{3}$

$$\text{D'ou } n = \frac{3 E_a}{E'_c} = \frac{3 \times 210}{30.5} = 20.6$$

$$n = 20.6$$

$$S = A + \frac{b \times t}{n} = 156 + \frac{250 \times 13}{20.6} = 313.76$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G_A centre de gravité de la poutre en acier est d :

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{250 \times 13}{20.6} \times \frac{13 + 60}{2 \times 313.76} = 18.35 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \left[\frac{B}{n} \times \left(\frac{t + n}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

Avec

I_A : Le moment d'inertie de la section A (profilé laminé $I_A = 92080 \text{ cm}^4$).

I_B : Le moment d'inertie de la section béton.

$$I_B = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{250 \times 13^3}{12} = 45770,833 \text{ cm}^4.$$

D'où

$$I = 92080 + 156 \times (18.35)^2 + \frac{45770.83}{20.6} + \left[\frac{3250}{20.6} \times \left(\frac{13 + 60}{2} - 18.35 \right)^2 \right]$$

$$I = 198802.58 \text{ cm}^4.$$

3) Contrainte de la flexion simple

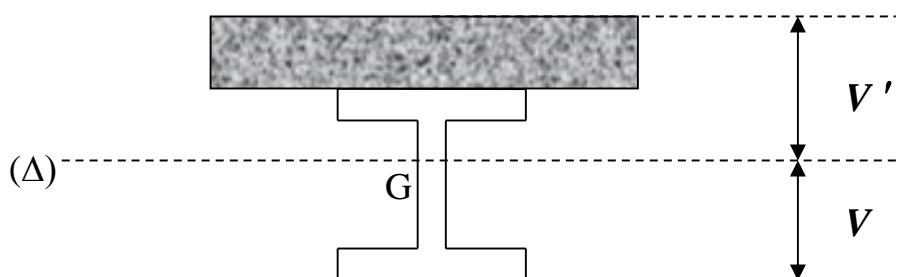


Figure 25

Moment fléchissant max dans la section mixte

$$\begin{cases} V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{60}{2} + 13 - 18.35 = 24.65 \text{ cm} \\ V = \frac{h}{2} + d = \frac{60}{2} + 18.35 = 48.35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8}$$

Les charges permanentes

Dalle en béton armé.... $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.

Charpente métallique.... $G_2 = 122.4 \text{ daN/m}$.

Hi-BOND 55 ... $G_3 = 15.45 \times 2.5 = 38.62 \text{ daN/m}$.

$G = G_1 + G_2 + G_3 = 973.52 \text{ daN/m}$.

Les surcharges d'exploitation

$$Q = \frac{4}{3} \times (973.52) + \frac{3}{2} \times (1250) = 3183.25 \text{ daN/m}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{3183.25 \times (11)^2}{8} = 48273 \text{ daN.m}$$

Contrainte de flexion

Contrainte dans la poutre d'acier

Traction

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{48273 \times 48.35 \times 10^2}{198802.55} = 1173.15 \text{ daN/cm}^2$$

Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} \times (V' - t) = \frac{48273 \times 10^2}{198802.55} \times (24.65 - 13) = 282.67 \text{ daN/cm}^2$$

Contrainte dans le béton

(Compression fibre supérieure)

$$\sigma_{b2} = \frac{M}{n \times I} \times V' = \frac{48273 \times 10^2}{198802.55 \times 20.6} \times 24.65 = 29.03 \text{ daN/cm}^2$$

(Compression fibre inférieure)

$$\sigma_{b1} = \frac{M}{n \times I} \times (V' - t) = \frac{48273 \times 10^2}{198802.55 \times 20.6} \times (24.65 - 13) = 13.72 \text{ daN/cm}^2$$

❖ **Effort tranchant**

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{3189.25 \times 11}{2} = 17540.87 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{17540.87}{156 \times 10^2} = 1.12 \text{ daN / mm}^2 < 0.6 \times \sigma_e = 0.6 \times 24 = 14.14 \text{ daN / mm}^2.$$

❖ **Contrainte additionnelle due au retrait du béton**On a $\xi = \xi_a + \xi_b$.Dans notre cas (climat tempéré humide) on prend $\xi = 2 \times 10^2$.

$$\text{En posant } K = \frac{M}{I}$$

Les différentes contraintes dans la section s'écrivent :

$$\sigma'_a = K \times Y_1 = E_a \times \xi_b$$

$$\sigma_a = K \times (h - Y_1)$$

$$\sigma'_{b1} = E_b \times \xi_b = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_1)$$

$$\sigma''_{b2} = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_2)$$

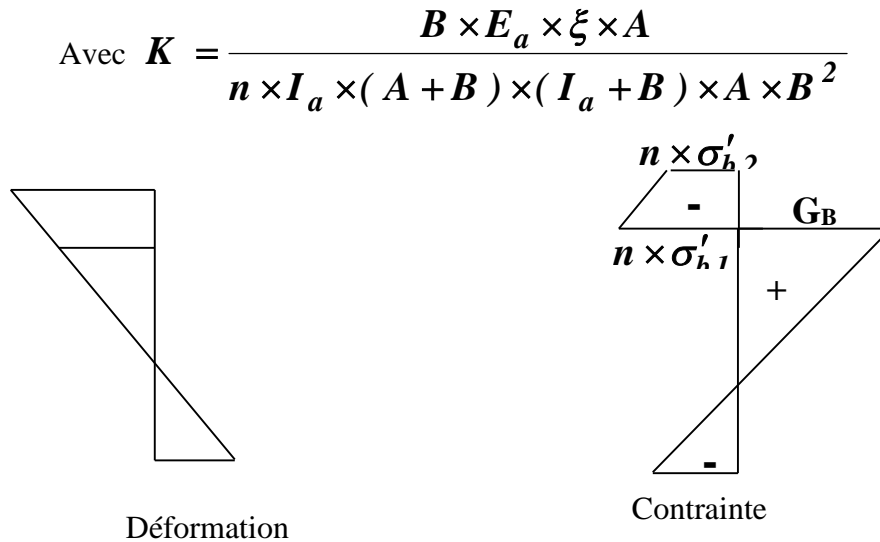


Figure 26

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{60 + 13}{2} = 36.5 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{92080}{156 \times 36.5} = 16.17 \text{ cm}$$

D'où

$$K = \frac{250 \times 13 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 36.5 \times 156}{(20.6 \times 92080 \times 156) + (250 \times 13 \times 92080) + (250 \times 13 \times 156 \times (36.5)^2)}$$

$$K = \frac{7.77 \times 10^9}{3.57 \times 10^8} = 6.11$$

Donc les contraintes du retrait :

$$\text{Acier} \begin{cases} \sigma_a = 6.11 \times (60 - 46.17) = 84.50 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_a = 6.11 \times 46.17 = 282.09 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Béton} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 282.09) = 6.69 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 361.52) = 2.83 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la flèche**Les charges permanentes**

- Profilé IPE 600 $G_1 = 122.4 \text{ daN/m}$
- Dalle en béton armé $G_2 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.
- Charge de montage sur chantier... $G_3 = 1.0 \times 250 = 250 \text{ daN/m}$

❖ Charge d'exploitation

- à l'ELU $P_{ELT \text{ exp}} = 500 \times 2 = 1000 \text{ daN/m}$.
- à l'ELS $P_{Ser \text{ exp}} = 400 \times 2 = 800 \text{ daN/m}$.

❖ Calcul des combinaisons d'actions pondérées**1- au stade de montage**

$$P_1 = 1.33 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times G_3 = 1.33 \times (122.4 + 812.5) + 1.5 \times 250$$

$$P_1 = 1637.11 \text{ daN/m.}$$

à l'état limite ultime

$$P_2 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times P_{ult \text{ exp}}$$

$$P_2 = 1.35 \times (122.4 + 812.5) + 1.5 \times 1000 = 1762.11 \text{ daN / m.}$$

à l'état limite de service

$$P_3 = P_{Ser \text{ exp}} = 800 \text{ daN / m.}$$

1^{ère} phase**Vérification au stade de montage**

Etat limite ultime (calcul élastique).

Au stade de montage seul la poutre supporte le poids propre et les charges de chantier

On a :

$$M = \frac{P_1 \times L^2}{8} = \frac{1637.11 \times 11^2}{8} = 24761.28 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Le moment résistant d'un IPE 600 est de :

$$M_{el} = \frac{W_{el} \times Y \times \sigma_e}{\gamma_{m0}} = \frac{3069.4 \times 10^3 \times 235}{1} = 72123.8 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour résistant et propriétés des matériaux

$\gamma_{m0} = 1$ ('combinaison accidentelle') (à l'exception de séisme) EC4 23.3.2'

La vérification est satisfaite car $M < M_{el}$ (24761.28 < 72123.8)

État limite de service

La valeur maximal de la flèche sous l'effet du poids propre du profile et de la dalle pour une poutre appuyée à une extrémité et encastrée à l'autre vaut :

$$\delta_1 = \frac{2}{269} \times \frac{(G_1 + G_2) \times L^4}{E \times I} = \frac{2}{269} \times \frac{(122.4 + 812.5) \times 11^4}{210 \times 92083} = 0.005 \text{ cm}.$$

La flèche est très faible ce qui ne nécessite pas de la mesure particulière.

Vérification au stade final

Etat limite ultime (calcul plastique)

La résistance plastique de la section mixte vaut :

$$M_{pl} = F_a \times (Z_m - Z_a + \frac{X}{2})$$

F_a : Action de l'acier de construction

X : La position de l'axe neutre

$$X = d = 18.35 \text{ cm} = 183.5 \text{ mm}.$$

$$Z_m : (h - X) = ((600 + 130) - 183.5) = 546.5 \text{ mm}.$$

$$Z_a : \frac{h}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = 36660 \times (546.5 - 300 + \frac{183.5}{2}) = 124.73 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

La sollicitation à l'état ultime vaut :

$$M = \frac{P_2 \times L^2}{8} = \frac{2762.11 \times 11^2}{8} = 41.77 \text{ kN.m}$$

La vérification est satisfaite car $M < M_{pl}$ ($41.77 \text{ kN.m} < 124.73 \text{ kN.m}$)

État limite de service

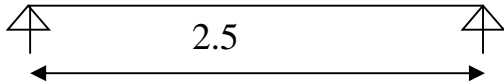
La flèche de la poutre mixte vaut :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{P_{Ser\ exp} \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{800 \times 11^4}{210 \times 92083} = 0.007 \text{ cm}$$

La vérification à l'état limite de service est satisfaite car :

$$\delta_2 = 0.007 < \frac{L}{250} = \frac{1100}{250} = 4.4 \text{ cm.}$$

Poutre de plancher de 2.5 m



h : hauteur de la poutre en acier h = 400 mm.

t : l'épaisseur de la dalle en béton armé t = 13 cm.

b : largeur de la dalle collaborant b = 250 cm.

d : distance de l'axe neutre a l'axe de la poutre en acier.

f : distance de l'axe neutre a l'axe de la dalle en béton armé.

Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } B = b t$$

$$b = \min \left[2 \frac{l_0}{8}, b \right] \quad l_0 = L = 2.5 \text{ m}$$

$$b = \min \left[\frac{2 \times 2.5}{8}, 2.5 \right] = 0.62 \text{ m}$$

n : coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_c}{E_a}$$

E' : Module d'équivalent du béton (C25/30) Eurocode4

Pour l'effet a long terme $E_c = \frac{E_a}{3}$

$$\text{D'ou } n = \frac{3E_a}{E_c} = \frac{3 \times 210}{30.5} = 20.6$$

$$n = 20.6$$

$$S = A + \frac{b \times t}{n} = 84.5 + \frac{0.62 \times 13}{20.6} = 84.89 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport a G_A centre de gravité de la poutre en acier est d :

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{0.62 \times 13}{20.6} \times \frac{13 + 40}{2 \times 84.89} = 0.12 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \left[\frac{B}{n} \times \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2 \right]$$

Avec :

I_A : Le moment d'inertie de la section A (profilé laminé $I_A = 67120 \text{ cm}^4$).

I_B : Le moment d'inertie de la section béton.

$$I_B = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{0.62 \times 13^3}{12} = 113.51 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$I = 23130 + 84.5 \times (0.12)^2 + \frac{113.51}{20.6} + \left[\frac{8.06}{20.6} \times \left(\frac{13 + 40}{2} - 0.12 \right)^2 \right]$$

$$I = 23409 \text{ cm}^4.$$

3)- Contrainte de la flexion simple

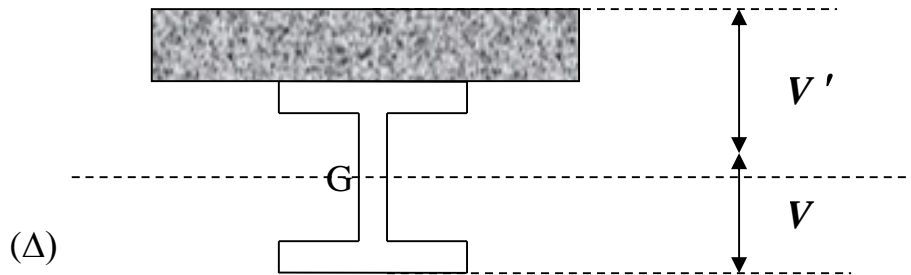


Figure 27

Moment fléchissant max dans la section mixte

$$\begin{cases} V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{40}{2} + 13 - 0.12 = 32.88 \text{ cm} \\ V = \frac{h}{2} + d = \frac{40}{2} + 0.12 = 20.12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8}$$

Les charges permanentes

Dalle en béton armé.... $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.

Charpente métallique (IPE 400).... $G_2 = 66.3 \text{ daN/m}$.

Hi-BAND ... $G_2 = 15.45 \times 2.5 = 38.62 \text{ daN/m}$.

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 917.42 \text{ daN/m}$$

Les surcharges d'exploitation

$$P = 500 \times 2.5 = 1250 \text{ daN/m}$$

La combinaison la plus défavorable

$$Q = 1.35 \times G + 1.5 \times P$$

$$Q = 1.35 \times (917.42) + 1.5 \times (1250) = 3113.51 \text{ daN/m}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{3113.51 \times (2.5)^2}{8} = 2432.43 \text{ daN.m}$$

Contrainte de flexion

Contrainte dans la portée d'acier

Traction

$$\sigma_a = \frac{M}{W_x} = \frac{2432.43 \times 10^2}{1160} = 209 \text{ daN/cm}^2$$

Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} \times (V' - t) = \frac{2432.43 \times 10^2}{23409} \times (32.88 - 13) = 206.57 \text{ daN/cm}^2$$

Contrainte dans le béton

(Compression fibre supérieure)

$$\sigma_{b2} = \frac{M}{n \times I} \times V' = \frac{2432.43 \times 10^2}{23409 \times 20.6} \times 32.88 = 16.58 \text{ daN/cm}^2$$

(Compression fibre inférieure)

$$\sigma_{b1} = \frac{M}{n \times I} \times (V' - t) = \frac{2432 \times 10^2}{23409 \times 20.6} \times (32.88 - 13) = 10.02 \text{ daN/cm}^2$$

Effort tranchant

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{3113.51 \times 2.5}{2} = 3891.88 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{3891.88}{84.5 \times 10^2} = 0.46 \text{ daN/mm}^2 < 0.6 \times \sigma_e = 0.6 \times 24 = 14.14 \text{ daN/mm}^2.$$

Contrainte additionnelle due au retrait du béton

On a $\xi = \xi_a + \xi_b$.

Dans notre cas (climat tempéré humide) on prend $\xi = 2 \times 10^2$.

En posant $K = \frac{M}{I}$

Les différentes contraintes dans la section s'écrivent :

$$\sigma'_a = K \times Y_1 = E_a \times \xi_b$$

$$\sigma_a = K \times (h - Y_1)$$

$$\sigma'_{b1} = E_b \times \xi_b = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_1)$$

$$\sigma''_{b2} = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_2)$$

$$\text{Avec } K = \frac{B \times E_a \times \xi \times A \times \beta}{(n \times I_a \times A) + (B \times I_a) + (B \times A \times \beta^2)}$$

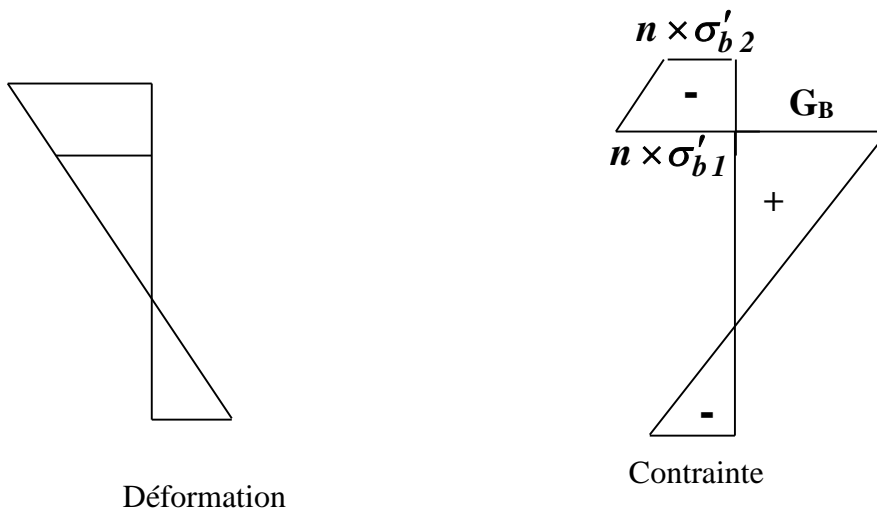


Figure 28

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{40+13}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{23130}{84.5 \times 26.5} = 10.32 \text{ cm}$$

D'où

$$K = \frac{8.06 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 84.5 \times 26.5}{(20.6 \times 23130 \times 84.5) + (8.06 \times 23130) + (8.06 \times 84.5 \times (26.5)^2)}$$

$$K = \frac{7.58 \times 10^6}{4.04 \times 10^7} = 0.18$$

Donc les contraintes du retrait :

$$\text{Acier} \begin{cases} \sigma_a = 0.18 \times (40 - 42.23) = -1.74 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_a = 0.18 \times 30.32 = 5.45 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Béton} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 5.45) = 20.12 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 30.32) = 20.00 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la flèche

Les charges permanentes

- Profilé IPE400.....G₁ = 84.5 daN/m
- Dalle en béton arméG₂ = 2500×0.13×2.5=812.5daN/m.
- Charge de montage sur chantier...G₃ = 1.0×250=250daN/m

Charge d'exploitation

- à l'ELU P_{ELT exp} = 500×2=1000daN/m.
- à l'ELS P_{Ser exp} = 400×2=800daN/m.

Calcul des combinaisons d'actions pondérées

1- au stade de montage

$$Q_1 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times G_3 = 1.35 \times (84.5 + 812.5) + 1.5 \times 250$$

$$Q_1 = 1585.95 \text{ daN/m.}$$

A l'état limite ultime

$$Q_2 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times P_{ult \text{ exp}}$$

$$Q_2 = 1.35 \times (84.5 + 812.5) + 1.5 \times 1000 = 2710.95 \text{ daN / m.}$$

A l'état limite de service :

$$P_3 = P_{Ser \text{ exp}} = 800 \text{ daN / m.}$$

1^{ère} phase

Vérification au stade de montage

-état limite ultime (calcul élastique).

Au stade de montage seul la portée métallique supporte le poids propre et les charges de chantier sachant que la portée est étayée en son milieu.

On a :

$$M = \frac{Q_1 \times L^2}{8} = \frac{1585.95 \times 2.5^2}{8} = 1239.02 \text{ daN .m}$$

Le moment résistant d'un IPE 550 est de :

$$M_{el} = \frac{W_{el} \times \sigma_e}{\gamma_{m0}} = \frac{1156.4 \times 10^3 \times 235}{1} = 271754 \text{ daN .m}$$

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour résistant et propriétés des matériaux

$\gamma_{m0} = 1$ ('combinaison accidentelle') (à l'exception de séisme) 'EC4 23.3.2'

La vérification est satisfaite car $M < M_{el}$ ($1261.69 < 271754$)

État limite de service

La valeur maximal de la flèche sous l'effet du poids propre du profile et de la dalle pour une poutre appuyée a une extrémité et encastrée a l'autre vaut :

$$\delta_1 = \frac{2}{269} \times \frac{(G_1 + G_2) \times L^4}{E \times I} = \frac{2}{269} \times \frac{(84.5 + 812.5) \times 2.5^4}{210 \times 45070} = 0.24 \text{ cm.}$$

La flèche est très faible ce qui ne nécessite pas de la mesure particulière.

2^{eme} phase

Vérification au stade final

Etat limite ultime (calcul plastique)

La résistance plastique de la section mixte vaut :

$$M_{pl} = F_a \times (Z_m - Z_a + \frac{X}{2})$$

F_a : Action de l'acier de construction

$$F_a = A_a \times \frac{\sigma_e}{\gamma_a} = 84.5 \times \frac{235}{1.0} = 19857.5 \text{ daN}$$

X : La position de l'axe neutre

$$X = d = 0.12 \text{ cm} = 12 \text{ mm.}$$

$$Z_m : (h - X) = ((400 + 130) - 12) = 518 \text{ mm.}$$

$$Z_a : \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = 19857.5 \times (518 - 200 + \frac{12}{2}) = 6433.83 \text{ kN.m.}$$

La sollicitation à l'état ultime vaut :

$$M = \frac{Q_2 \times L^2}{8} = \frac{2710.95 \times 2.5^2}{8} = 21.17 \text{ kN.m}$$

La vérification est satisfaite car $M < M_{pl}$

État limite de service

La flèche de la poutre mixte vaut :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{P_{Ser\ exp} \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{800 \times 2.5^4}{210 \times 45070} = 0.8 \text{ cm}$$

La vérification à l'état limite de service est satisfaite car :

$$\delta_2 = 0.8 < \frac{L}{250} = \frac{2.5}{250} = 1.0 \text{ Cm.}$$

❖ Résistance des connecteurs

Résistance au glissement du connecteur dans la dalle pleine.

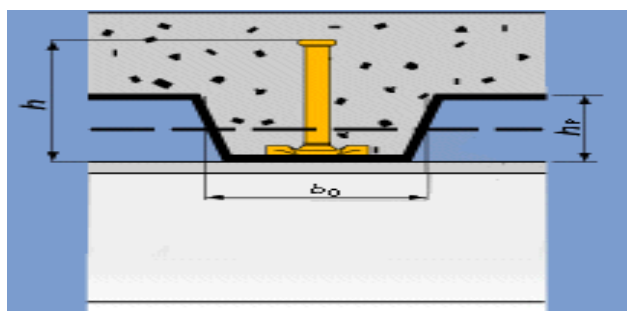
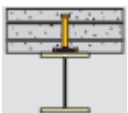


Figure 29

Si nous choisissons des goujons de 12 mm de diamètre et de 125mm de hauteur de la référence (CTF 12/125, résistance à la rupture 30.6 kN).

La résistance du connecteur dans dalle pleine ne dépend pas de la classe de résistance du béton (classes C20/25).

Cas	Typologies	Exemple	Hauteur connecteur	Résistance calculée Pd	Comportement connecteur
Plancher	ép. dalle de compression 13 cm		125 mm	30.6 kN	Ductile

Résistance au glissement du connecteur dans dalle à intrados façonnée sur bac acier

Pour bac acier dont l'axe des ondes est posé perpendiculairement par rapport aux poutres porteuses La résistance dépend de la classe de béton employée, de la géométrie des ondes du bac acier et de la hauteur de l'ergot du connecteur. La résistance est calculée en utilisant un

coefficient réducteur k de la résistance comparée à celle d'une dalle pleine. Ne pas employer de béton dont la résistance soit inférieure à 25 MPa.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1$$

Où:

N_r : nombre de connecteurs à ergot fixés dans une onde appuyée sur la poutre (par calcul: ≤ 2)

$N_r = 2$

b_0 : largeur moyenne de l'onde du béton

$b_0 = 75$ mm

h : hauteur du connecteur

$h = 125$ mm

h_p : hauteur du bac acier ($h_p < 85$ mm et $h_p < b_0$)

$h_p = 55$ mm

Pendant la phase de dimensionnement on obtiendra le meilleur résultat technique et économique par:

- l'emploi de connecteurs à la plus grande hauteur possible (Enrobage minimum respecté).
- l'emploi de bac acier aux ondes ayant un grand rapport base/hauteur.

$$k = \frac{0.7}{2} \cdot \frac{75}{55} \left(\frac{125}{55} - 1 \right) = 0.60$$

La résistance unitaire P_{Rd} vaut

Avec $\alpha=1$ car la hauteur totale = 125 mm $\geq 4d=48$ mm (connecteur ductile).

$$PRd = \text{Min} \left[0.8f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v ; 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \right]$$

$$PRd = \text{Min} \left[0.8 \times 500 (3.14 \times 0.012^2 / 4) / 1.25 ; 0.29 \times 1.0 \times 0.012^2 \sqrt{25 \times 30500} / 1.25 \right]$$

$$PRd = \text{Min} [0.04; 0.02] = 0.02 \text{ MN}$$

Espacement des connecteurs

- **Condition** diamètre $d=12$ mm et hauteur = 125 mm $\geq 4d=48$ mm

$$\alpha = 1 \text{ (aire aile supérieur/ aire aile inférieur)} \leq 2.5$$

- **Moments** $L_{cr}=L/2=11/2=5.5$ m

$$M_{pl,Rd} = \text{moment résistant de la section de plancher mixte} \\ = 124 \text{ KN.m pour une connexion complète.}$$

$$M_{sd} = \text{moment fléchissant maximum} = 479.91 \text{ KN.m}$$

$$K = 0.60$$

- **Efforts**

$$F_{Rd} = \text{Min} \left[0.85 b_{eff} h_0 f_{ck} / \gamma_c ; A_a f_y / \gamma_0 \right] \text{ puisque } M_{sdmax} \geq 0$$

$$F_{Rd} = \text{Min} \left[0.85 \times 2.5 \times 0.13 \times 25 / 1.5 ; 156 \cdot 10^{-4} \times 235 / 1 \right]$$

$$F_{Rd} = \text{Min} [4.60; 3.66] = 3.66 \text{ MN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min} \left[0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v ; 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \right]$$

$$P_{Rd} = \text{Min} \left[0.8 \times 500 (3.14 \times 0.012^2 / 4) / 1.25 ; 0.29 \times 1.0 \times 0.012^2 \sqrt{25 \times 30500} / 1.25 \right]$$

$$P_{Rd} = \text{Min} [0.04; 0.02] = 0.02$$

- **Nombre N des goujons et espacements**

$$N_f = F_{Rd} / P_{Rd} = 3.66 / 0.02 = 183$$

$$\text{Pour un } \alpha=1 \text{ et } L=11 \text{ m de } 5 \text{ à } 20 \text{ m : } \beta=0.25+0.03L=0.58$$

N = nombre nécessaire de goujons

$$= \text{Max} [k; \beta] N_f = 0.6 * 183 = 110 \text{ goujons}$$

$$S = \text{Espacement constant} = L_{cr} / N = 5.5 / 110 = 0.05 \text{ m}$$

Soit 20 goujons par mètre de poutre sur toute la longueur.

III.1. Plancher mixte (acier béton) à dalle collaborant

Généralité

Les plancher à bac métallique collaborant sont des plancher mixte de 12 à 15 cm d'épaisseur totale ils sont constituées des tôles en acier nervurées et galvanisées qui joueront le rôle d'armaturés tendues et sur le câble une couche de béton est coulée simplement ferrillée d'un treillis soudé.

La dalle en béton est collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher ce qui impose qu'elle soit parfaitement laitonnée avec la structure porteuse, pour ce la il faut prévoir des dispositifs de liaison (des connecteurs) à l'interface béton - acier qui solidaire la dalle et les poutres entre elles et s'opposent au glissement mutuel.

-Tôle : en acier E320 d'épaisseur variable galvanisée selon le procédé sendzinur et ce par un recouvrement de zinc de 275 kg/m^2 pour l'ensemble des deux faces.

- Acier : treillis soudés et acier à haute adhérence.

- Béton : le béton utilisé est un béton ordinaire dosée à 350 kg/m^3 .

Les accélérateurs de prise à base des chlorures sont interdites.

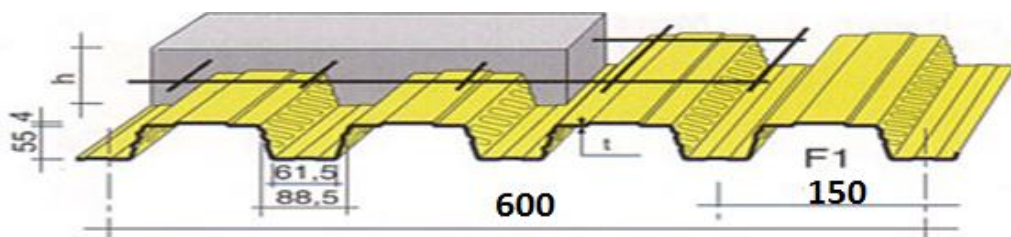


Figure 20

1) Description des éléments

Profil HI BOND 55-600

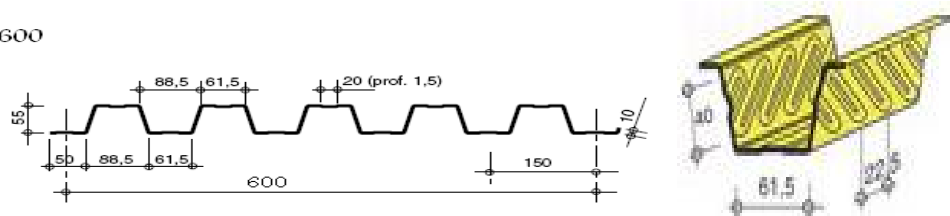


Figure 21

Ce sont des tôles raidies longitudinalement par des nervures trapézoïdales obtenues par pliage de la tôle :

Tableau : description des coffrages.

Hauteur nervures	Nombre des nervures par bac	Espacement des nervures	Largeur utile du bac
55	4	150 mm	600 mm

Epaisseur tôle mm		Poids totale
Galvanisée	Nue	15.45 kg/m ²
1.20	1.16	

2) *Avantage des bacs acier*

- a) il remplace en grande partie les aciers tendus en section mixte.
- b) il n'est pas considéré comme un coffrage perdu, ce genre de coffrage permet une répartition de montage ainsi que la sécurité des ouvriers et permet aussi de recevoir tous type de faux plafonds.

Caractéristiques mécaniques :

- a) la limite élastique est de 320 MPa.
- b) La résistance à la rupture est de 430 MPa.

3) *Hypothèse de calcul*

- Le plancher ainsi constitué permet le contreventement horizontal d'un parking.
- Le bétonnage sera effectué de préférence en une seule opération en évitant les surcharges ponctuelles.
- A fin de limiter la fissuration de la dalle due aux effets de retrait et fluage on incorpore au plancher une nappe de treillis soudée à 2 cm de la surface supérieure de celui-ci.

4) *Condition de conception et de calcul*

La sécurité en phase de montage avec la portée délimitée pour appuis en s'assurant que le moment fléchissant sollicitant le milieu de la travée sous 1.35 P m (poids mort) et 1.5 P (charge concentrée à mi-travée) est inférieur au égal au moment résistant plastique du bac déduit par essai.

$$P = \max \begin{cases} 50 L & L : \text{portée partielle} \\ 100 \text{ daN} & P : \text{charge de chantier} \end{cases}$$

$$P = \max \begin{cases} 50 \times 2.5 = 125 \text{ daN} \\ 100 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow P = 125 \text{ daN}$$

5) Justification aux efforts tranchants

La justification de la résistance en section mixte est possible tant que la contrainte de glissement τ entre tôle et béton.

$$\tau = \begin{cases} \left(2173 \times \rho \times \frac{d}{L} \right) + 0.133 \\ 2.8 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

τ : contrainte limite de glissement (daN/cm^2).

ρ : rapport de la section de la tôle à la section utile du béton (qui est la largeur \times la hauteur h).

h : distance du centre de gravité de la tôle à la fibre supérieure du béton.

d : épaisseur de la dalle (cm).

L : portée de la dalle (cm).

$$\rho = \frac{S_{\text{tôle}}}{S_{\text{plancher}}}$$

$$S_{\text{tôle}} = 18.271 \text{ cm}^4 / \text{ml} \times 2.5 = 45.67 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = b \times h = 2.50 \times 75 = 18750 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 2.43 \times 10^{-3}$$

$$h = 2.75 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$\tau = \min \begin{cases} \left(2173 \times 2.43 \times 10^{-3} \times \frac{13}{250} \right) + 0.133 \\ 2.8 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau = 0.40 \text{ daN/cm}^2$$

6) Justification au cisaillement des nervures

Il y a lieu de s'assurer qu'au moment de la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant dans la section horizontale entre les nervures et la dalle ne dépasse pas la contrainte limite

7) Résistance au poinçonnage

En absence d'essai appropriées, il est possible de vérifier le poinçonnage et s'assurant que la charge ne dépasse pas sa valeur admissible et aussi de vérifier que la contrainte de cette charge concentrée dans la section égal au produit $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur de la dalle au-dessus des nervures par le périmètre critique qui reste inférieure à 6 daN /cm².

Dans le cas ou il n'y a pas de cloisons maçonnées ni de revêtement fragiles alors

$$fa \leq \begin{cases} \frac{L}{350} & \text{Si } L \leq 3.5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{700} & \text{Si } L \geq 3.5 \text{ m} \end{cases}$$

L : portée de la dalle

$$fa \leq \frac{L}{350} = \frac{250}{350} = 0.71 \text{ cm}$$

La flèche active fa d'un plancher et la somme de la somme totale due aux charges permanentes (hormis le poids mort) et de la flèche due aux charges variables.

8) Résistance au séisme

Avec la forme en béton armé d'un treillis soudé le plancher peut assurer le contreventement d'un bâtiment à condition de disposer dans le sens de la portée des connecteurs soudés sur les poutres d'appuis –goujon anti-cisaillement). La tôle doit être fixé sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémités) à l'aide de deux fixations au minimum par bac. Le nombre et le type de ces fixations doit être déterminé dans chaque cas particulier.

9) Calcul d'un plancher mixte à dalle collaborant

Définition

Le choix des poutres de plancher dépend de leur espacement, du mode de réalisation des planchers en béton et de la hauteur de construction disponible. Les diverses constructions se distinguent par le mode de réalisation des planchers :

- ▶ Les planchers en béton peuvent être composés de dalles en béton préfabriquées en béton coulé sur place à l'aide d'un coffrage qui peut être réutilisable, perdu ou intégré dans la construction mixte.
- ▶ Dans l'emploi de coffrages traditionnels réutilisables, l'entraxe des poutres peut être choisi librement suivant l'épaisseur du plancher. Pour des raisons économiques, cet entraxe ne devrait pas excéder 5 m. Il convient en tout cas de tirer parti de l'effet de liaison des poutres laminées et du plancher en béton armé.

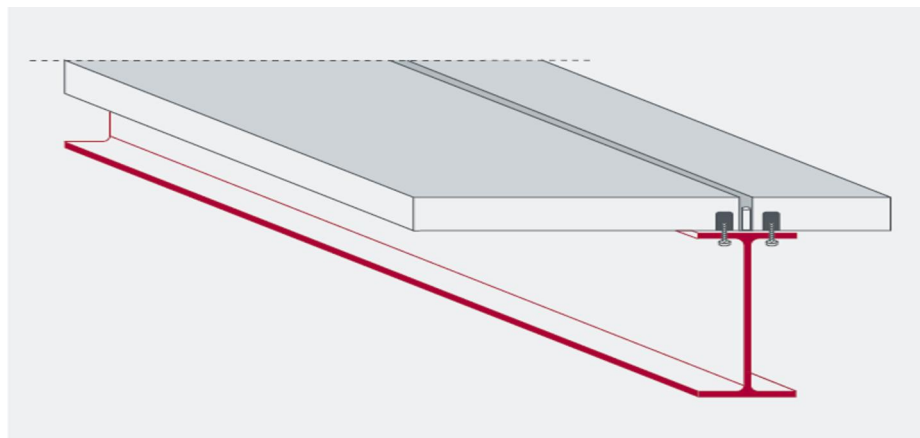
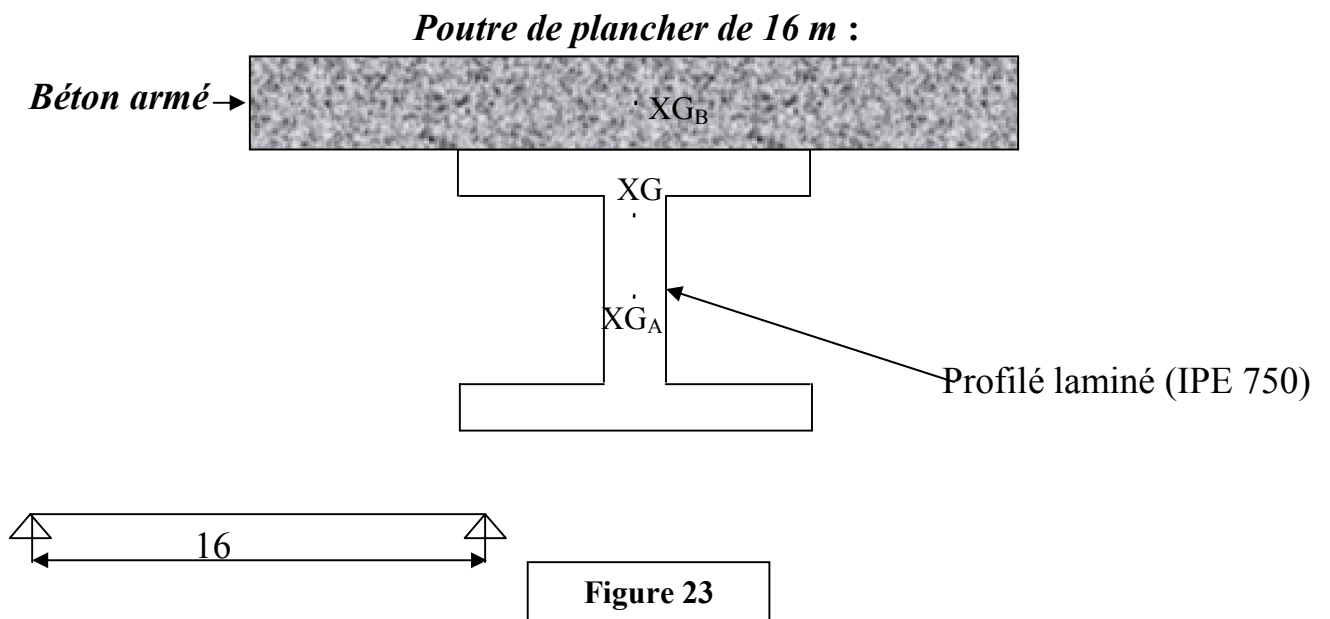
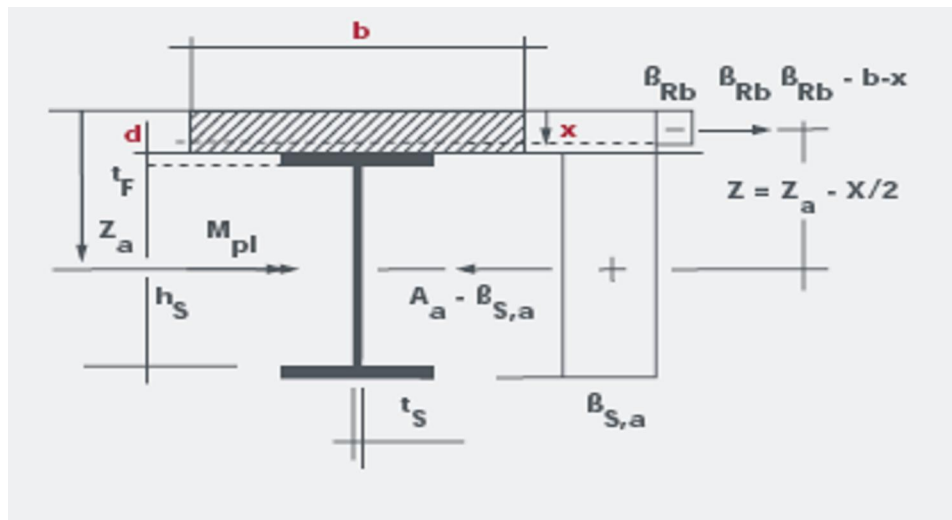


Figure 22 : Les profilés connectés à une dalle en béton



- h : hauteur de la poutre en acier $h = 75.3$ cm.
- t : l'épaisseur de la dalle en béton armé $t = 13$ cm.
- b : largeur de la dalle collaborant $b = 250$ cm.
- d : distance de l'axe neutre a l'axe de la poutre en acier.
- f : distance de l'axe neutre a l'axe de la dalle en béton armé.

Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } B = b t$$

$$b = \min \left[2 \frac{l_0}{8}, b \right] \quad l_0 = L = 16 \text{ m}$$

$$b = \min \left[\frac{2 \times 16}{8}, 2.5 \right] = 2.5 \text{ m}$$

n : coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_c}{E'_c}$$

E' : Module d'équivalent du béton (C25/30) Eurocode4

Pour l'effet a long terme $E_c = \frac{E_a}{3}$

$$\text{D'ou } n = \frac{3 E_a}{E'_c} = \frac{3 \times 210}{30.5} = 20.6$$

$$n = 20.6$$

$$S = A + \frac{b \times t}{n} = 137 + \frac{250 \times 13}{20.6} = 294.76 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G_A centre de gravité de la poutre en acier est d :

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{250 \times 13}{20.6} \times \frac{13 + 75.3}{2 \times 294.76} = 23.63 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \left[\frac{B}{n} \times \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2 \right]$$

Avec

I_A : Le moment d'inertie de la section A (profilé laminé $I_A = 159878 \text{ cm}^4$).

I_B : Le moment d'inertie de la section béton.

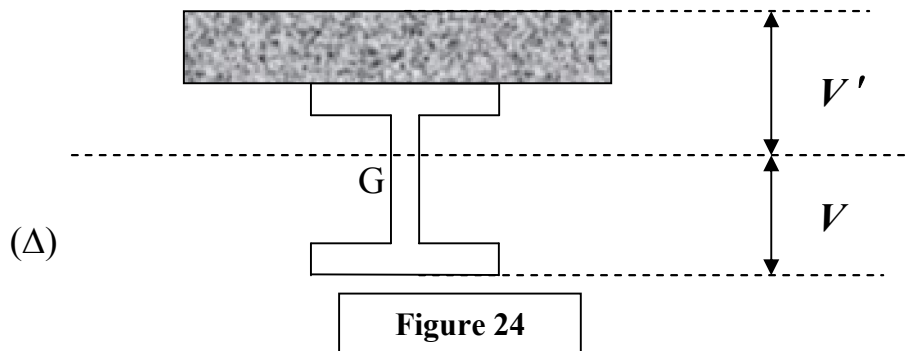
$$I_B = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{250 \times 13^3}{12} = 45770,833 \text{ cm}^4.$$

D'où

$$I = 159878 + 174.59 \times (23.63)^2 + \frac{45770.83}{20.6} + \left[\frac{3250}{20.6} \times \left(\frac{13 + 75.3}{2} - 23.63 \right)^2 \right]$$

$$I = 326017.91 \text{ cm}^4.$$

3) Contrainte de la flexion simple



Moment fléchissant max dans la section mixte

$$\begin{cases} V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{75.3}{2} + 13 - 15.83 = 34.82 \text{ cm} \\ V = \frac{h}{2} + d = \frac{75.3}{2} + 15.83 = 53.48 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8}$$

Les charges permanentes

Dalle en béton armé.... $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.

Charpente métallique $G_2 = 137 \text{ daN/m}$.

Hi-BAND ... $G_2 = 15.45 \times 2.5 = 38.62 \text{ daN/m}$.

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 988.12 \text{ daN/m}.$$

Les surcharges d'exploitation

$$P = 500 \times 2.5 = 1250 \text{ daN/m}.$$

La combinaison la plus défavorable

$$Q = \frac{4}{3} \times G + \frac{3}{2} \times P$$

$$Q = \frac{4}{3} \times (988.12) + \frac{3}{2} \times (1250) = 3192.49 \text{ daN/m}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{3192.49 \times (16)^2}{8} = 102159.78 \text{ daN.m} \quad \text{Contrainte de flexion}$$

Contrainte dans la portée d'acier

Traction

$$\sigma_a = \frac{M}{W_x} = \frac{102159.78 \cdot 10^2}{4865.16} = 2099.82 \text{ daN/cm}^2$$

Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} \times (V' - t) = \frac{102159.78 \times 10^2}{159878} \times (34.82 - 13) = 1394.26 \text{ daN/cm}^2$$

Contrainte dans le béton : (Compression fibre supérieure)

$$\sigma_{b2} = \frac{M}{n \times I} \times V' = \frac{102159.78 \times 10^2}{159878 \times 20.6} \times 34.82 = 108.00 \text{ daN/cm}^2$$

(Compression fibre inférieure)

$$\sigma_{b1} = \frac{M}{n \times I} \times (V' - t) = \frac{102159.78 \times 10^2}{159878 \times 20.6} \times (34.82 - 13) = 67.68 \text{ daN/cm}^2$$

Effort tranchant

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{3192.49 \times 16}{2} = 25539.92 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{25539.92}{174.59 \times 10^2} = 1.46 \text{ daN/mm}^2 < 0.6 \times \sigma_e = 0.6 \times 24 = 14.14 \text{ daN/mm}^2.$$

Contrainte additionnelle due au retrait du béton

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement) mais la dalle est solidarisée avec les poutres en acier. Le retrait est contraire par l'acier qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier /béton.

L'effet du retrait peut s'accumuler avec l'effet d'un abaissement de la température, ces effets provoquant.

- Un raccourcissement ξ_a de la poutre d'acier.
- Un allongement ξ_b de la dalle du béton.

Et on a $\xi = \xi_a + \xi_b$.

Dans notre cas (climat tempéré humide) on prend : $\xi = 2 \times 10^{-2}$.

En posant $K = \frac{M}{I}$

Les différentes contraintes dans la section s'écrivent :

$$\sigma'_a = K \times Y_1 = E_a \times \xi_b$$

$$\sigma_a = K \times (h - Y_1)$$

$$\sigma'_{b1} = E_b \times \xi_b = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_1)$$

$$\sigma''_{b2} = \frac{I}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_2)$$

$$\text{Avec } K = \frac{B \times E_a \times \xi \times A}{n \times I_a \times (A + B) \times (I_a + B) \times A \times B^2}$$

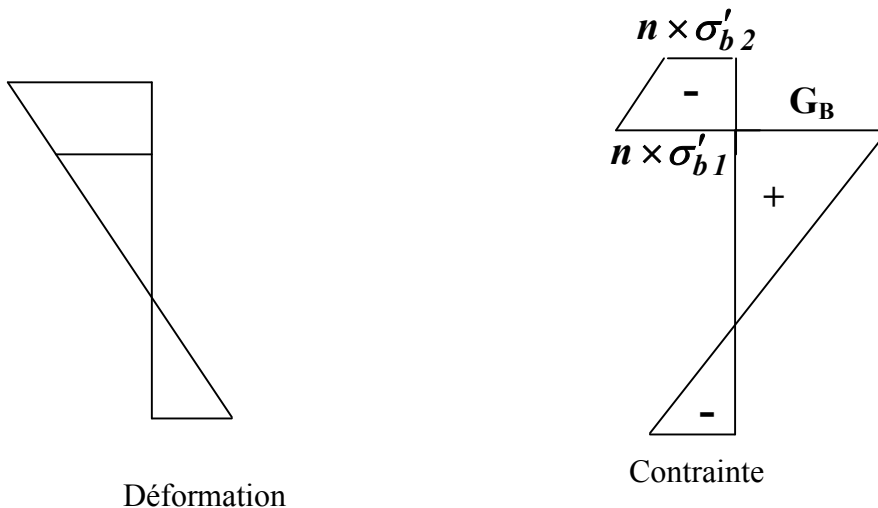


Figure 25

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{75.3 + 13}{2} = 44.15 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{159878}{174.59 \times 44.15} = 20.74 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{75.3}{2} + 20.75 = 58.4 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 58.4 + 13 = 71.40 \text{ cm}$$

D'où

$$K = \frac{250 \times 13 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 44.15 \times 174.59}{(20.6 \times 159878 \times 174.59) + (250 \times 13 \times 159878) + (250 \times 13 \times 174.59 \times (44.15))}$$

$$K = \frac{1.05 \times 10^{10}}{2.2 \times 10^9} = 4.77$$

Donc les contraintes du retrait :

$$\text{Acier} \begin{cases} \sigma_a = 4.77 \times (75.3 - 58.4) = 80.61 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_a = 4.77 \times 58.4 = 278.56 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Béton} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 278.56) = 6.86 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 340.57) = 3.85 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la flèche

Les charges permanentes

- Profilé IPE 750.....G₁ = 137daN/m
- Dalle en béton arméG₂ = 2500×0.13×2.5=812.5daN/m.
- Charge de montage sur chantier...G₃ = 1.0×250=250daN/m

Charge d'exploitation

- à l'ELU P_{ELT exp} = 500×2=1000daN/m.
- à l'ELS P_{Ser exp} = 400×2=800daN/m.

Calcul des combinaisons d'actions pondérées**1- au stade de montage**

$$Q_1 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times G_3 = 1.35 \times (137 + 812.5) + 1.5 \times 250$$

$$Q_1 = 1656.82 \text{ daN/m.}$$

à l'état limite ultime

$$Q_2 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times P_{ult \text{ exp}}$$

$$Q_2 = 1.35 \times (137 + 812.5) + 1.5 \times 1000 = 2781.82 \text{ daN / m.}$$

à l'état limite de service

$$P_3 = P_{Ser \text{ exp}} = 800 \text{ daN / m.}$$

1^{ère} phase**Vérification au stade de montage**

-état limite ultime (calcul élastique).

Au stade de montage seul la poutre supporte le poids propre et les charges de chantier

On a :

$$M = \frac{Q_1 \times L^2}{8} = \frac{1656.82 \times 16^2}{8} = 53018.24 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant d'un IPE 750 de :

$$M_{el} = \frac{W_{el} \times Y \times \sigma_e}{\gamma_{m0}} = \frac{4287.0 \times 10^3 \times 235}{1} = 100744.50 \text{ daN.m}$$

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour résistant et propriétés des matériaux

$\gamma_{m0} = 1$ ('combinaison accidentelle') (à l'exception de séisme)'EC4 23.3.2'

La vérification est satisfaite car $M < M_{el}$ (55178.24 < 100744.50)

État limite de service :

La valeur maximal de la flèche sous l'effet du poids propre du profile et de la dalle pour une poutre appuyée a une extrémité et encastrée a l'autre vaut :

$$\delta_1 = \frac{2}{269} \times \frac{(G_1 + G_2) \times L^4}{E \times I} = \frac{2}{269} \times \frac{(137 + 812.5) \times 16^4}{210 \times 159878} = 0.013 \text{ cm.}$$

La flèche est très faible ce qui ne nécessite pas de la mesure particulière.

2^{ème} phase

Vérification au stade final :

Etat limite ultime (calcul plastique)

La résistance plastique de la section mixte vaut :

$$M_{pl} = F_a \times \left(Z_m - Z_a + \frac{X}{2} \right)$$

F_a : Action de l'acier de construction

$$F_a = A_a \times \frac{\sigma_e}{\gamma_a} = 174.59 \times \frac{235}{1.0} = 41028.65 \text{ daN}$$

X : La position de l'axe neutre

$$X = d = 23.63 \text{ cm} = 236.3 \text{ mm.}$$

$$Z_m : (h - X) = ((753 + 130) - 263.3) = 646.7 \text{ mm.}$$

$$Z_a : \frac{h}{2} = \frac{753}{2} = 376.5 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = 41028.65 \times \left(646.7 - 376.5 + \frac{236.3}{2} \right) = 159.33 \text{ kN.m.}$$

La sollicitation à l'état ultime vaut :

$$M = \frac{Q_2 \times L^2}{8} = \frac{2781.82 \times 16^2}{8} = 89.01 \text{ kN.m}$$

La vérification est satisfaite car $M < M_{pl}$ (89.01 kN.m < 159.33 kN.m)

État limite de service

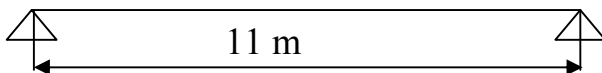
La flèche de la poutre mixte vaut :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{P_{Ser\ exp} \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{800 \times 16^4}{210 \times 159878} = 0.01 \text{ cm}$$

La vérification à l'état limite de service est satisfaite car :

$$\delta_2 = 0.01 < \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6.4 \text{ cm.}$$

Poutre de plancher de 11 m



h : hauteur de la poutre en acier h = 600 cm.

t : l'épaisseur de la dalle en béton armé t = 13 cm.

b : largeur de la dalle collaborant b = 250 cm.

d : distance de l'axe neutre a l'axe de la poutre en acier.

f : distance de l'axe neutre a l'axe de la dalle en béton armé.

Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } B = b t$$

$$b = m \text{ in } \left[2 \frac{l_0}{8}, b \right] \quad l_0 = L = 11 \text{ m}$$

$$b = m \text{ in } \left[\frac{2 \times 11}{8}, 2.5 \right] = 2.5 \text{ m}$$

n : coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_c}{E'_c}$$

E_c : Le module d'élasticité de l'acier de construction

E'_c : Module d'équivalent du béton (C25/30)

Pour l'effet a long terme $E_c = \frac{E_a}{3}$

$$\text{D'ou } n = \frac{3 E_a}{E'_c} = \frac{3 \times 210}{30.5} = 20.6$$

$$n = 20.6$$

$$S = A + \frac{b \times t}{n} = 156 + \frac{250 \times 13}{20.6} = 313.76$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G_A centre de gravité de la poutre en acier est d :

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{250 \times 13}{20.6} \times \frac{13 + 60}{2 \times 313.76} = 18.35 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \left[\frac{B}{n} \times \left(\frac{t + n}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

Avec

I_A : Le moment d'inertie de la section A (profilé laminé $I_A = 92080 \text{ cm}^4$).

I_B : Le moment d'inertie de la section béton.

$$I_B = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{250 \times 13^3}{12} = 45770,833 \text{ cm}^4 .$$

D'où

$$I = 92080 + 156 \times (18.35)^2 + \frac{45770.83}{20.6} + \left[\frac{3250}{20.6} \times \left(\frac{13 + 60}{2} - 18.35 \right)^2 \right]$$

$$I = 198802.58 \text{ cm}^4 .$$

3) Contrainte de la flexion simple

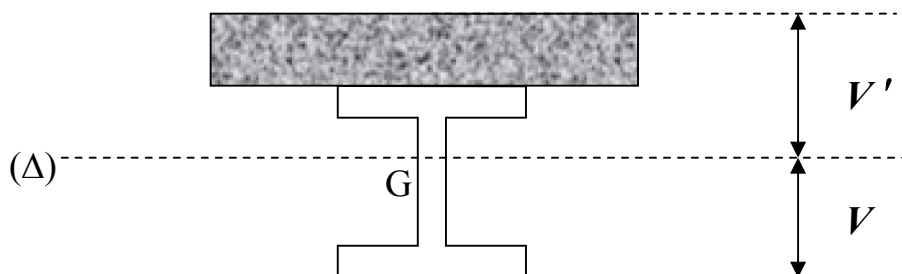


Figure 25

Moment fléchissant max dans la section mixte

$$\begin{cases} V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{60}{2} + 13 - 18.35 = 24.65 \text{ cm} \\ V = \frac{h}{2} + d = \frac{60}{2} + 18.35 = 48.35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8}$$

Les charges permanentes

Dalle en béton armé.... $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.

Charpente métallique.... $G_2 = 122.4 \text{ daN/m}$.

Hi-BOND 55 ... $G_3 = 15.45 \times 2.5 = 38.62 \text{ daN/m}$.

$G = G_1 + G_2 + G_3 = 973.52 \text{ daN/m}$.

Les surcharges d'exploitation

$$Q = \frac{4}{3} \times (973.52) + \frac{3}{2} \times (1250) = 3183.25 \text{ daN/m}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{3183.25 \times (11)^2}{8} = 48273 \text{ daN.m}$$

Contrainte de flexion

Contrainte dans la poutre d'acier

Traction

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{48237 \times 48.35 \times 10^2}{198802.55} = 1173.15 \text{ daN/cm}^2$$

Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} \times (V' - t) = \frac{48273 \times 10^2}{198802.55} \times (24.65 - 13) = 282.67 \text{ daN/cm}^2$$

Contrainte dans le béton*(Compression fibre supérieure)*

$$\sigma_{b2} = \frac{M}{n \times I} \times V' = \frac{48273 \times 10^2}{198802.55 \times 20.6} \times 24.65 = 29.03 \text{ daN/cm}^2$$

(Compression fibre inférieure)

$$\sigma_{b1} = \frac{M}{n \times I} \times (V' - t) = \frac{48273 \times 10^2}{198802.55 \times 20.6} \times (24.65 - 13) = 13.72 \text{ daN/cm}^2$$

❖ Effort tranchant

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{3189.25 \times 11}{2} = 17540.87 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{17540.87}{156 \times 10^2} = 1.12 \text{ daN/mm}^2 < 0.6 \times \sigma_e = 0.6 \times 24 = 14.14 \text{ daN/mm}^2.$$

❖ Contrainte additionnelle due au retrait du bétonOn a $\xi = \xi_a + \xi_b$.Dans notre cas (climat tempéré humide) on prend $\xi = 2 \times 10^2$.

$$\text{En posant } K = \frac{M}{I}$$

Les différentes contraintes dans la section s'écrivent :

$$\sigma'_a = K \times Y_1 = E_a \times \xi_b$$

$$\sigma_a = K \times (h - Y_1)$$

$$\sigma'_{b1} = E_b \times \xi_b = \frac{1}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_1)$$

$$\sigma''_{b2} = \frac{1}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_2)$$

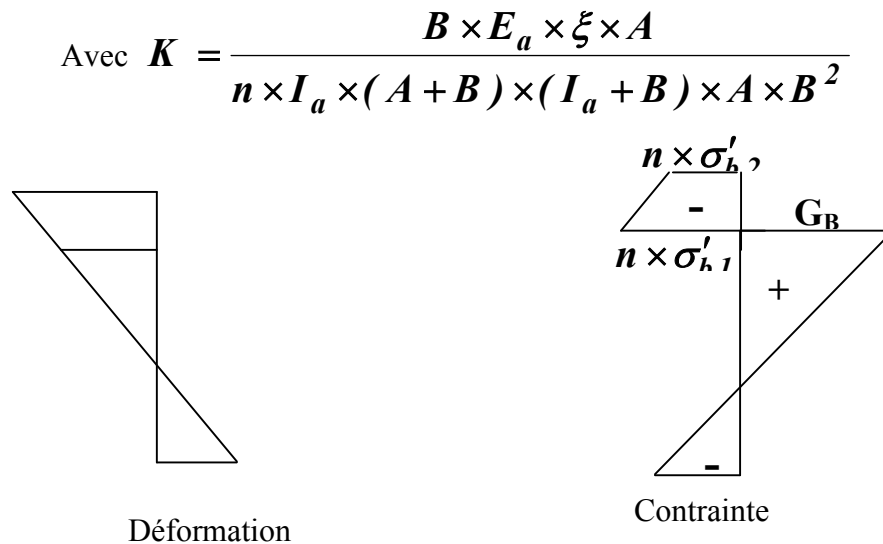


Figure 26

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{60 + 13}{2} = 36.5 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{92080}{156 \times 36.5} = 16.17 \text{ cm}$$

D'où

$$K = \frac{250 \times 13 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 36.5 \times 156}{(20.6 \times 92080 \times 156) + (250 \times 13 \times 92080) + (250 \times 13 \times 156 \times (36.5)^2)}$$

$$K = \frac{7.77 \times 10^9}{3.57 \times 10^8} = 6.11$$

Donc les contraintes du retrait :

$$\text{Acier} \begin{cases} \sigma_a = 6.11 \times (60 - 46.17) = 84.50 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_a = 6.11 \times 46.17 = 282.09 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Béton} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 282.09) = 6.69 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 361.52) = 2.83 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la flèche**Les charges permanentes**

- Profilé IPE 600 $G_1 = 122.4 \text{ daN/m}$
- Dalle en béton armé $G_2 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.
- Charge de montage sur chantier... $G_3 = 1.0 \times 250 = 250 \text{ daN/m}$

❖ Charge d'exploitation

- à l'ELU $P_{\text{ELT exp}} = 500 \times 2 = 1000 \text{ daN/m}$.
- à l'ELS $P_{\text{Ser exp}} = 400 \times 2 = 800 \text{ daN/m}$.

❖ Calcul des combinaisons d'actions pondérées**1- au stade de montage**

$$P_1 = 1.33 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times G_3 = 1.33 \times (122.4 + 812.5) + 1.5 \times 250$$

$$P_1 = 1637.11 \text{ daN/m.}$$

à l'état limite ultime

$$P_2 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times P_{\text{ult exp}}$$

$$P_2 = 1.35 \times (122.4 + 812.5) + 1.5 \times 1000 = 1762.11 \text{ daN / m.}$$

à l'état limite de service

$$P_3 = P_{\text{Ser exp}} = 800 \text{ daN / m.}$$

1^{ère} phase

Vérification au stade de montage

Etat limite ultime (calcul élastique).

Au stade de montage seul la poutre supporte le poids propre et les charges de chantier
On a :

$$M = \frac{P_1 \times L^2}{8} = \frac{1637.11 \times 11^2}{8} = 24761.28 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant d'un IPE 600 est de :

$$M_{el} = \frac{W_{el} \times Y \times \sigma_e}{\gamma_{m0}} = \frac{3069.4 \times 10^3 \times 235}{1} = 72123.8 \text{ daN.m}$$

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour résistant et propriétés des matériaux

$\gamma_{m0} = 1$ ('combinaison accidentelle') (à l'exception de séisme) EC4 23.3.2'

La vérification est satisfaite car $M < M_{el}$ ($24761.28 < 72123.8$)

État limite de service

La valeur maximal de la flèche sous l'effet du poids propre du profile et de la dalle pour une poutre appuyée à une extrémité et encastrée à l'autre vaut :

$$\delta_1 = \frac{2}{269} \times \frac{(G_1 + G_2) \times L^4}{E \times I} = \frac{2}{269} \times \frac{(122.4 + 812.5) \times 11^4}{210 \times 92083} = 0.005 \text{ cm.}$$

La flèche est très faible ce qui ne nécessite pas de la mesure particulière.

Vérification au stade final

Etat limite ultime (calcul plastique)

La résistance plastique de la section mixte vaut :

$$M_{pl} = F_a \times (Z_m - Z_a + \frac{X}{2})$$

F_a : Action de l'acier de construction

X : La position de l'axe neutre

$$X = d = 18.35 \text{ cm} = 183.5 \text{ mm.}$$

$$Z_m : (h-X) = ((600+130)-183.5) = 546.5 \text{ mm.}$$

$$Z_a : \frac{h}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = 36660 \times (546.5 - 300 + \frac{183.5}{2}) = 124.73 \text{ kN.m.}$$

La sollicitation à l'état ultime vaut :

$$M = \frac{P_2 \times L^2}{8} = \frac{2762.11 \times 11^2}{8} = 41.77 \text{ kN.m}$$

La vérification est satisfaite car $M < M_{pl}$ ($41.77 \text{ kN.m} < 124.73 \text{ kN.m}$)

État limite de service

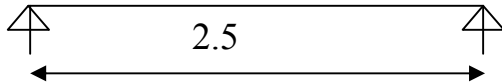
La flèche de la poutre mixte vaut :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{P_{Ser\ exp} \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{800 \times 11^4}{210 \times 92083} = 0.007 \text{ cm}$$

La vérification à l'état limite de service est satisfaite car :

$$\delta_2 = 0.007 < \frac{L}{250} = \frac{1100}{250} = 4.4 \text{ cm.}$$

Poutre de plancher de 2.5 m



h : hauteur de la poutre en acier h = 400 mm.

t : l'épaisseur de la dalle en béton armé t = 13 cm.

b : largeur de la dalle collaborant b = 250 cm.

d : distance de l'axe neutre a l'axe de la poutre en acier.

f : distance de l'axe neutre a l'axe de la dalle en béton armé.

Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } B = b t$$

$$b = \min \left[2 \frac{l_0}{8}, b \right] \quad l_0 = L = 2.5 \text{ m}$$

$$b = \min \left[\frac{2 \times 2.5}{8}, 2.5 \right] = 0.62 \text{ m}$$

n : coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_c}{E'_c}$$

E' : Module d'équivalent du béton (C25/30) Eurocode4

Pour l'effet a long terme $E_c = \frac{E_a}{3}$

$$\text{D'ou } n = \frac{3E_a}{E'_c} = \frac{3 \times 210}{30.5} = 20.6$$

$$n = 20.6$$

$$S = A + \frac{b \times t}{n} = 84.5 + \frac{0.62 \times 13}{20.6} = 84.89 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport a G_A centre de gravité de la poutre en acier est d :

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{0.62 \times 13}{20.6} \times \frac{13 + 40}{2 \times 84.89} = 0.12 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \left[\frac{B}{n} \times \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2 \right]$$

Avec :

I_A : Le moment d'inertie de la section A (profilé laminé $I_A = 67120 \text{ cm}^4$).

I_B : Le moment d'inertie de la section béton.

$$I_B = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{0.62 \times 13^3}{12} = 113.51 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$I = 23130 + 84.5 \times (0.12)^2 + \frac{113.51}{20.6} + \left[\frac{8.06}{20.6} \times \left(\frac{13 + 40}{2} - 0.12 \right)^2 \right]$$

$$I = 23409 \text{ cm}^4.$$

3)- Contrainte de la flexion simple

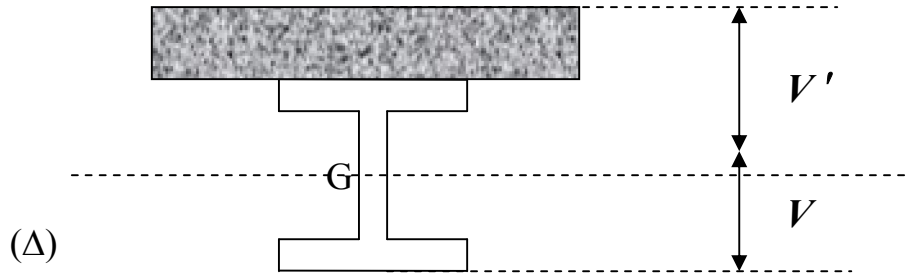


Figure 27

Moment fléchissant max dans la section mixte

$$\begin{cases} V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{40}{2} + 13 - 0.12 = 32.88 \text{ cm} \\ V = \frac{h}{2} + d = \frac{40}{2} + 0.12 = 20.12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8}$$

Les charges permanentes

Dalle en béton armé.... $G_1 = 2500 \times 0.13 \times 2.5 = 812.5 \text{ daN/m}$.

Charpente métallique (IPE 400).... $G_2 = 66.3 \text{ daN/m}$.

Hi-BAND ... $G_3 = 15.45 \times 2.5 = 38.62 \text{ daN/m}$.

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 917.42 \text{ daN/m}$$

Les surcharges d'exploitation

$$P = 500 \times 2.5 = 1250 \text{ daN/m}$$

La combinaison la plus défavorable

$$Q = 1.35 \times G + 1.5 \times P$$

$$Q = 1.35 \times (917.42) + 1.5 \times (1250) = 3113.51 \text{ daN/m}$$

$$M = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{3113.51 \times (2.5)^2}{8} = 2432.43 \text{ daN.m}$$

Contrainte de flexion

Contrainte dans la portée d'acier

Traction

$$\sigma_a = \frac{M}{W_x} = \frac{2432.43 \times 10^2}{1160} = 209 \text{ daN/cm}^2$$

Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} \times (V' - t) = \frac{2432.43 \times 10^2}{23409} \times (32.88 - 13) = 206.57 \text{ daN/cm}^2$$

Contrainte dans le béton

(Compression fibre supérieure)

$$\sigma_{b2} = \frac{M}{n \times I} \times V' = \frac{2432.43 \times 10^2}{23409 \times 20.6} \times 32.88 = 16.58 \text{ daN/cm}^2$$

(Compression fibre inférieure)

$$\sigma_{b1} = \frac{M}{n \times I} \times (V' - t) = \frac{2432 \times 10^2}{23409 \times 20.6} \times (32.88 - 13) = 10.02 \text{ daN/cm}^2$$

Effort tranchant

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{3113.51 \times 2.5}{2} = 3891.88 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{3891.88}{84.5 \times 10^2} = 0.46 \text{ daN/mm}^2 < 0.6 \times \sigma_e = 0.6 \times 24 = 14.14 \text{ daN/mm}^2.$$

Contrainte additionnelle due au retrait du béton

On a $\xi = \xi_a + \xi_b$.

Dans notre cas (climat tempéré humide) on prend $\xi = 2 \times 10^2$.

En posant $K = \frac{M}{I}$

Les différentes contraintes dans la section s'écrivent :

$$\sigma'_a = K \times Y_1 = E_a \times \xi_b$$

$$\sigma_a = K \times (h - Y_1)$$

$$\sigma'_{b1} = E_b \times \xi_b = \frac{1}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_1)$$

$$\sigma''_{b2} = \frac{1}{n} \times (E_a \times \xi - K \times Y_2)$$

$$\text{Avec } K = \frac{B \times E_a \times \xi \times A \times \beta}{(n \times I_a \times A) + (B \times I_a) + (B \times A \times \beta^2)}$$

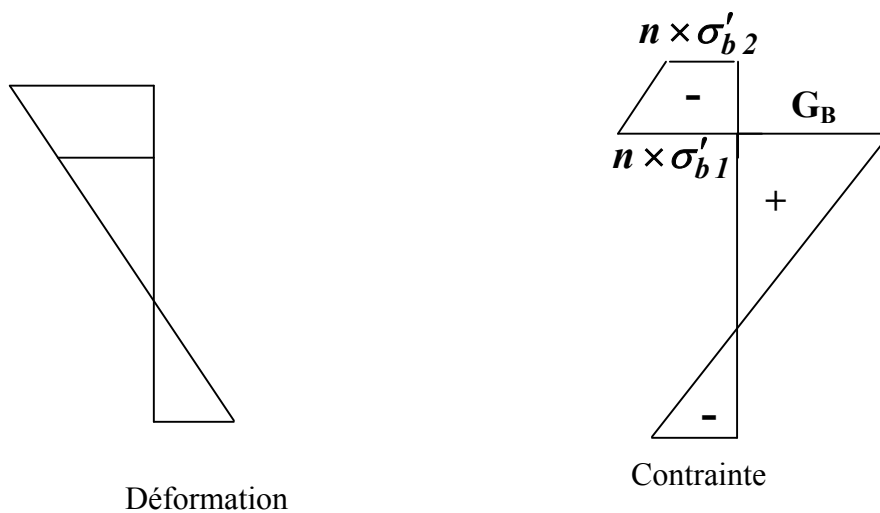


Figure 28

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{40+13}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{23130}{84.5 \times 26.5} = 10.32 \text{ cm}$$

D'où

$$K = \frac{8.06 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 84.5 \times 26.5}{(20.6 \times 23130 \times 84.5) + (8.06 \times 23130) + (8.06 \times 84.5 \times (26.5)^2)}$$

$$K = \frac{7.58 \times 10^6}{4.04 \times 10^7} = 0.18$$

Donc les contraintes du retrait :

$$\text{Acier} \begin{cases} \sigma_a = 0.18 \times (40 - 42.23) = -1.74 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_a = 0.18 \times 30.32 = 5.45 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Béton} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 5.45) = 20.12 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = \frac{1}{20.6} \times (420 - 30.32) = 20.00 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la flèche

Les charges permanentes

- Profilé IPE400.....G₁ = 84.5 daN/m
- Dalle en béton arméG₂ = 2500×0.13×2.5=812.5daN/m.
- Charge de montage sur chantier...G₃ = 1.0×250=250daN/m

Charge d'exploitation

- à l'ELU P_{ELT exp} = 500×2=1000daN/m.
- à l'ELS P_{Ser exp} = 400×2=800daN/m.

Calcul des combinaisons d'actions pondérées

1- au stade de montage

$$Q_1 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times G_3 = 1.35 \times (84.5 + 812.5) + 1.5 \times 250$$

$$Q_1 = 1585.95 \text{ daN/m.}$$

A l'état limite ultime

$$Q_2 = 1.35 \times (G_1 + G_2) + 1.5 \times P_{ult \text{ exp}}$$

$$Q_2 = 1.35 \times (84.5 + 812.5) + 1.5 \times 1000 = 2710.95 \text{ daN / m.}$$

A l'état limite de service :

$$P_3 = P_{Ser \text{ exp}} = 800 \text{ daN / m.}$$

1^{ère} phase

Vérification au stade de montage

-état limite ultime (calcul élastique).

Au stade de montage seul la portée métallique supporte le poids propre et les charges de chantier sachant que la portée est étagée en son milieu.

On a :

$$M = \frac{Q_1 \times L^2}{8} = \frac{1585.95 \times 2.5^2}{8} = 1239.02 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant d'un IPE 550 est de :

$$M_{el} = \frac{W_{el} \times \sigma_e}{\gamma_{m0}} = \frac{1156.4 \times 10^3 \times 235}{1} = 271754 \text{ daN.m}$$

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour résistant et propriétés des matériaux

$\gamma_{m0} = 1$ ('combinaison accidentelle') (à l'exception de séisme)'EC4 23.3.2'

La vérification est satisfaite car $M < M_{el}$ (1261.69 < 573541)

État limite de service

La valeur maximal de la flèche sous l'effet du poids propre du profile et de la dalle pour une poutre appuyée a une extrémité et encastree a l'autre vaut :

$$\delta_1 = \frac{2}{269} \times \frac{(G_1 + G_2) \times L^4}{E \times I} = \frac{2}{269} \times \frac{(84.5 + 812.5) \times 2.5^4}{210 \times 45070} = 0.24 \text{ cm.}$$

La flèche est très faible ce qui ne nécessite pas de la mesure particulière.

2^{eme} phase

Vérification au stade final

Etat limite ultime (calcul plastique)

La résistance plastique de la section mixte vaut :

$$M_{pl} = F_a \times (Z_m - Z_a + \frac{X}{2})$$

F_a : Action de l'acier de construction

$$F_a = A_a \times \frac{\sigma_e}{\gamma_a} = 84.5 \times \frac{235}{1.0} = 19857.5 \text{ daN}$$

X : La position de l'axe neutre

$$X = d = 0.12 \text{ cm} = 12 \text{ mm.}$$

$$Z_m : (h-X) = ((400+130)-12) = 518 \text{ mm.}$$

$$Z_a : \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = 19857.5 \times (518 - 200 + \frac{12}{2}) = 6433.83 \text{ kN.m.}$$

La sollicitation à l'état ultime vaut :

$$M = \frac{Q_2 \times L^2}{8} = \frac{2710.95 \times 2.5^2}{8} = 21.17 \text{ kN.m}$$

La vérification est satisfaite car $M < M_{pl}$

État limite de service

La flèche de la poutre mixte vaut :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{P_{Ser \text{ exp}} \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{800 \times 2.5^4}{210 \times 45070} = 0.8 \text{ cm}$$

La vérification à l'état limite de service est satisfaite car :

$$\delta_2 = 0.8 < \frac{L}{250} = \frac{2.5}{250} = 1.0 \text{ Cm.}$$

❖ Résistance des connecteurs

Résistance au glissement du connecteur dans la dalle pleine.

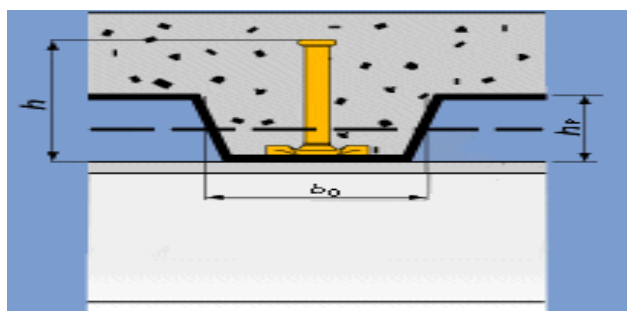
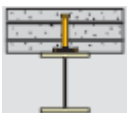


Figure 29

Si nous choisissons des goujons de 12 mm de diamètre et de 125mm de hauteur de la référence (CTF 12/125, résistance à la rupture 30.6 KN).

La résistance du connecteur dans dalle pleine ne dépend pas de la classe de résistance du béton (classes C20/25).

Cas	Typologies	Exemple	Hauteur connecteur	Résistance calculée Pd	Comportement connecteur
Plancher	ép. dalle de compression 13 cm		125 mm	30.6 kN	Ductile

Résistance au glissement du connecteur dans dalle à intrados façonnée sur bac acier

Pour bac acier dont l'axe des ondes est posé perpendiculairement par rapport aux poutres porteuses La résistance dépend de la classe de béton employée, de la géométrie des ondes du bac acier et de la hauteur de l'ergot du connecteur. La résistance est calculée en utilisant un

coefficient réducteur k de la résistance comparée à celle d'une dalle pleine. Ne pas employer de béton dont la résistance soit inférieure à 25 MPa.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1$$

Où:

N_r : nombre de connecteurs à ergot fixés dans une onde appuyée sur la poutre (par calcul: ≤ 2)

$$N_r = 2$$

b_0 : largeur moyenne de l'onde du béton

$$b_0 = 75 \text{ mm}$$

h : hauteur du connecteur

$$h = 125 \text{ mm}$$

h_p : hauteur du bac acier ($h_p < 85 \text{ mm}$ et $h_p < b_0$)

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

Pendant la phase de dimensionnement on obtiendra le meilleur résultat technique et économique par:

- l'emploi de connecteurs à la plus grande hauteur possible (Enrobage minimum respecté).
- l'emploi de bac acier aux ondes ayant un grand rapport base/hauteur.

$$k = \frac{0.7}{2} \cdot \frac{75}{55} \left(\frac{125}{55} - 1 \right) = 0.60$$

La résistance unitaire P_{Rd} vaut

Avec $\alpha=1$ car la hauteur totale = 125 mm $\geq 4d=48$ mm (connecteur ductile).

$$PRd = \text{Min} \left[0.8f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v ; 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \right]$$

$$PRd = \text{Min} \left[0.8 \times 500 (3.14 \times 0.012^2 / 4) / 1.25 ; 0.29 \times 1.0 \times 0.012^2 \sqrt{25 \times 30500} / 1.25 \right]$$

$$PRd = \text{Min} [0.04; 0.02] = 0.02 \text{ MN}$$

Espacement des connecteurs

- **Condition** diamètre $d=12$ mm et hauteur = 125 mm $\geq 4d=48$ mm

$$\alpha = 1 \text{ (aire aile supérieur/ aire aile inférieur)} \leq 2.5$$

- **Moments** $L_{cr}=L/2=11/2=5.5$ m

$$M_{pl,Rd} = \text{moment résistant de la section de plancher mixte} \\ = 124 \text{ KN.m pour une connexion complète.}$$

$$M_{sd} = \text{moment fléchissant maximum} = 479.91 \text{ KN.m}$$

$$K = 0.60$$

- **Efforts**

$$F_{Rd} = \text{Min} \left[0.85 b_{eff} h_0 f_{ck} / \gamma_c ; A_a f_y / \gamma_0 \right] \text{ puisque } M_{sdmax} \geq 0$$

$$F_{Rd} = \text{Min} \left[0.85 \times 2.5 \times 0.13 \times 25 / 1.5 ; 156 \cdot 10^{-4} \times 235 / 1 \right]$$

$$F_{Rd} = \text{Min} [4.60; 3.66] = 3.66 \text{ MN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min} \left[0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v ; 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \right]$$

$$P_{Rd} = \text{Min} \left[0.8 \times 500 (3.14 \times 0.012^2 / 4) / 1.25 ; 0.29 \times 1.0 \times 0.012^2 \sqrt{25 \times 30500} / 1.25 \right]$$

$$P_{Rd} = \text{Min} [0.04; 0.02] = 0.02$$

- **Nombre N des goujons et espacements**

$$N_f = F_{Rd} / P_{Rd} = 3.66 / 0.02 = 183$$

$$\text{Pour un } \alpha=1 \text{ et } L=11 \text{ m de } 5 \text{ à } 20 \text{ m : } \beta=0.25+0.03L=0.58$$

N = nombre nécessaire de goujons

$$= \text{Max} [k; \beta] N_f = 0.6 * 183 = 110 \text{ goujons}$$

$$S = \text{Espacement constant} = L_{cr} / N = 5.5 / 110 = 0.05 \text{ m}$$

Soit 20 goujons par mètre de poutre sur toute la longueur.

IV.1. BUT

Le but de cette étude est de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure.

IV.2. Méthode de calcul

Le règlement **RPA 99 (version 2003)** propose trois méthodes différentes de calcul :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

IV.2.a. Méthode statique équivalente

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

$$V = \left(\frac{A \times D \times Q}{R} \right) \times W$$

Classification :

Zone III, groupe d'usage 2

Selon le **RPA** en absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il permet d'utiliser le site S4.

S4 : site meuble.

A : coefficient d'accélération $\longrightarrow A=0.25$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{Avec : } \xi = 5$$

$$\eta = 1$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen donnée par la formule suivant :

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

T_2 : la période caractéristique associée à la catégorie du site.

Notre site meuble donc $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.70s$.

T : la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques :

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

H_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau. $H_n = 16.2$ m

C_T : c'est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement du type de remplissage. $C_T = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.41 \text{ s}$$

Dans notre bâtiment la contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \rightarrow \begin{cases} T_X = 0.09 h_N / \sqrt{D_X} \\ T_Y = 0.09 h_N / \sqrt{D_Y} \end{cases}$$

D : c'est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\Rightarrow \begin{cases} T_X = 0.17s \\ T_Y = 0.25s \end{cases}$$

$$T_X = T_Y = 0.17s$$

Donc on prend la plus petite valeur de période entre les deux

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \quad \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \quad \longrightarrow \quad D = 2.5$$

R : coefficient de comportement :

$R = 4$ (suivant xx)(Ossature contreventée par palées triangulées en X)

$R = 4$ (suivant yy) (mixte portique /palées triangulées en V , RPA 2003 page 42)

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum p_q$$

- 1- Conditions minimales sur les files de contreventement...Observé $P_q=0.05$
- 2- Redondance en plan.....Observé $P_q=0$
- 3- Régularité en planObservé $P_q=0$
- 4- Régularité en élévation.....Non observé $P_q=0.05$
- 5- Contrôle de la qualité des matériaux.....Non observé $P_q=0.05$
- 6- Contrôle de la qualité d'exécution.....Non observé $P_q=0.1$

Donc : $Q = 1.25$

W : poids total du structure

Nous avons dans notre structure :

- 1- 110 poteaux - 16 HEA 450 $P_{450} = 171 \text{ kg/m}$
- 26 HEA 340 $P_{340} = 105 \text{ kg/m}$
- 68 HEA 260 $P_{260} = 68.2 \text{ kg/m}$
- 2- 187 poutres -35 poutres de 16m IPE 750... .. $P_{750} = 137 \text{ kg/m}$
- 24 poutres de 11m IPE 600 $P_{600} = 122 \text{ kg/m}$
- 82 poutres de 2.5 m IPE 400.... $P_{400} = 84.5 \text{ kg/m}$
- 46 poutres de 5m IPE 600... $P_{600} = 122 \text{ kg/m}$.

$$W_{1\text{poteaux}} = ((171 \times 8) + (105 \times 26) + (125 \times 8) + (68 \times 68.2)) \times 1.6 = 15.58 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$W_{5\text{poteaux}} = ((171 \times 8) + (105 \times 26) + (125 \times 8) + (68 \times 68.2)) \times 1.2 = 11.7 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$W_{\text{poutres}} = ((137 \times 16 \times 35) + (122 \times 11 \times 24) + (84.5 \times 2.5 \times 82) + (122 \times 5 \times 46)) = 77.88 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$W_{\text{dalle}} = ((16 \times 35) - 20) \times 325 = 175 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$W_{\text{pan}} = (16 + 35) \times ((2.5 \times 2 \times 0.08) \times 2500) = 51 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$W = \sum_{i=1}^{10} W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} :E charges d'exploitation

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$$\beta = 0.20$$

$$W = 3184.5 \text{ t}$$

La force sismique totale

$$V = 621.97 \text{ t}$$

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur est donnée par la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec : $F_t = 0.07TV$, mais selon le RPA 99 /version 2003 si $T \leq 0.7s$ on prendra

$$F_t = 0$$

$$\text{On : } T = 0.17s < 0.7s \quad F_t = 0$$

$$F_i = [(V - F_t) W_i h_i] / \sum (W_j h_j)$$

Ou :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Sens longitudinal

Niveau	h_i (m)	W_i (t)	$W_i h_i$ (t.m)	V_i (t)	F_i (t)
10	14.8	319.6	4730.08	621.97	109.64
9	13.6	315.2	4286.72	621.97	99.36
8	12	319.6	3835.20	621.97	88.90
7	10.8	315.2	3404.16	621.97	78.90
6	9.2	319.6	2940.32	621.97	68.15
5	8	315.2	2521.60	621.97	58.45
4	6.4	319.6	2045.44	621.97	47.41
3	4.8	319.6	1534.08	621.97	35.56
2	3.2	319.6	1022.72	621.97	23.70
1	1.6	319.6	511.36	621.97	11.85

❖ Calcul de l'effort tranchant et du moment

L'effort tranchant est calculé par la formule suivante :

$$T_i = F_i + T_{i+1}$$

i : étant le niveau.

Le moment fléchissant :

$$M_i = V_i \times h_e + M_{i+1}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$F_i (t)$	$T_i (t)$	$M_i (t.m)$
10	109.64	109.64	0
9	99.36	209	250.8
8	88.90	297.90	727.44
7	78.90	376.8	1131.60
6	68.15	444.95	1843.52
5	58.45	503.4	2447.6
4	47.41	550.81	3328.90
3	35.56	586.37	4267.09
2	23.70	610.07	5243.20
1	11.85	621.92	6238.27

❖ Sens transversal

On le même effort sismique que dans l'autre sens, donc on a la même distribution.

IV.2.b Méthode dynamique par analyse de spectre de réponse

Calcul des forces :

F_{ki} : Force sismique latérale au niveau k pour le mode i est :

$$F_{ki} = (V_i \times W_k \times \Phi_{ki}) / (\sum W \times \Phi_i)$$

Avec :

$$V_i = (S_a/g) \times \alpha_i \times W$$

W : Poids total de la structure.

α_i : Coefficient de participation de chaque mode.

S_a/g : Spectre de calcul, et il est égal à :

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A (1+T/T_1 (2.5\eta Q/R - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 & \text{Cas 1} \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 & \text{Cas 2} \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s & \text{Cas 3} \\ 2.5\eta (1.25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T > 3s & \text{Cas 4} \end{cases}$$

Notre site est très meuble (S4) donc : $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.7s$.

Dans notre structure on prend les valeurs a partir de SAP 2000.

❖ **Application**

❖ **Sens longitudinal**

La force sismique totale suivant XX donné par SAP 2000 est : $V_t = 6193.47 \text{ t}$

- **Vérification**

L'article (4.3.6) du RPA exige la vérification de la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 %, de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V .

		Mode1	Mode 2	Mode3	Mode4	Mode5	Mode6
Sens Y-Y	$T (s)$	0.51	0.44	0.35	0.17	0.14	0.13
	S_a/g	0.244	0.244	0.244	0.244	0.249	0.253
	α	80.35	0.14	4.24	8.91	0.0009	0.0015
	$W (t)$	3184.5	3184.5	3184.5	3184.5	3184.5	3184.5
	$V_i (t)$	62433.396	108.78252	3294.5563	6923.2304	0.7136465	1.2085178

Dans notre cas :

$$V_t = 6193.47(t)$$

$$V = 621.97(t)$$

$$V_t > 0.8V \rightarrow 6193.47 > 497.57 \longrightarrow \text{Vérfié}$$

❖ **Transversal**

La force sismique totale suivant YY donné par SAP 2000 est : $V_t = 8357.52 \text{ t}$

❖ **Vérification**

L'article (4.3.6) du RPA exige la vérification de la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 %, de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V .

		Mode1	Mode 2	Mode3	Mode4	Mode5	Mode6
Sens X-X	$T (s)$	0.51	0.44	0.35	0.17	0.14	0.13
	S_a/g	0.244	0.244	0.244	0.244	0.249	0.253
	α	0.0124	81.9114	1.1744	0.0002	0.2901	9.6153
	$W (t)$	3184.5	3184.5	3184.5	3184.5	3184.5	3184.5
	$V_i (t)$	9.6350	63646.632	912.5299	0.1554	230.0320	7746.8405

Dans notre cas :

$$V_t = 8357.52(t)$$

$$V = 621.97(t)$$

$$V_t > 0.8V \rightarrow 8357.52 > 497.57 \longrightarrow \text{Vérfié}$$

IV.2.c. Participation massique

Selon RPA 2003 $\sum \alpha_i$ doit être supérieur ou égal à 90 %.

Dans notre structure nous aurons jusqu'à la sixième mode pour que la structure soit participée à 90 %.

On a la plus grande valeur de période (donnez par SAP 2000) $T_1 = 0.51$ s.

La période calculé à partir de formule empirique

$$T = 0.05 \times h^{\frac{3}{4}} = 0.41 \text{ s.}$$

D'après RPA 2003 $T + T \times 0.3 > T_1$

Donc $0.41 \times 1.30 = 0.53 > 0.51$ condition vérifier.

❖ vérification de déplacement

Le déplacement admissible est donné par la relation suivant :

$$\Delta' = \frac{1}{100} \times h \quad \text{tq} \quad h : \text{hauteur de l'étage.}$$

$$\Delta_{kx} = \Delta_x \times R_x$$

$$\Delta_{ky} = \Delta_y \times R_y$$

etage	Noeud	Δ_x	Δ_y	R_x	R_y	Δ_{kx}	$\Delta_{kx} - \Delta_{kx-1}$	Δ_{ky}	$\Delta_{ky} - \Delta_{ky-1}$	Δ' (cm)	Observation
5	1068	1.64	0.46	4	4	6.56	0.72	1.8 4	0.24	2.8	vérifier
4	1065	1.46	0.40	4	4	5.84	1.08	1.6 0	0.24	2.8	Vérifier
3	1062	1.19	0.34	4	4	4.76	1.32	1.3 6	0.24	2.8	Vérifier

2	1050	0.86	0.27	4	4	3.44	1.68	1.0 8	0.52	3.2	Vérifier
1	402	0.44	0.14	4	4	1.76	1.76	0.5 6	0.56	3.2	vérifier

❖ La position du centre de gravité

$$\begin{cases} x_g = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i} \\ y_g = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

niveau	X _{Gi} (m)	Y _{Gi} (m)	W _i (t)
1	18.31	24.30	319.46
2	17.93	7.89	319.46
3	18.16	24.36	319.46
4	17.98	7.96	319.46
5	18.23	24.39	315.58
6	17.88	7.86	319.46
7	17.88	24.34	315.58
8	17.97	7.86	319.46
9	18.22	24.35	315.58
10	18.02	7.89	319.46
Poids total	3184.5		

$$\begin{cases} x_g = 18.05 \text{ m} \\ y_g = 16.08 \text{ m} \end{cases}$$

❖ centre de torsion

$$I_x = ((27700 \times 26) + (45070 \times 16) + (68 \times 10460)) \times 10^{-8} = 0.022m^4$$

$$I_y = ((7436 \times 26) + (8564 \times 16) + (68 \times 3668)) \times 10^{-8} = 0.0058m^4$$

Les coordonnées du centre de torsion C_t (X_t, Y_t) sont données par la formule suivante:

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{XI} \times X_i}{\sum I_{XI}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{YI} \times Y_i}{\sum I_{YI}} \end{cases}$$

Après les calculs on a les résultats suivants

$$\begin{cases} x_t = 18.05 \text{ m} \\ y_t = 16.08 \text{ m} \end{cases}$$

❖ **excentricité**

Les coordonnées du point d'excentricité théorique sont données par la relation suivante :

$$\begin{cases} ex = X_G - X_t = 0 \\ ey = Y_G - Y_t = 0 \end{cases}$$

Selon RPA 2003 la limite de l'excentricité accidentelle a une valeur maximum de 5 % de la plus grande dimension de la structure donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5 % de la plus grande dimension

$$e = ex = ey = MAX \begin{cases} \max \begin{cases} ex = 0 \\ ey = 0 \end{cases} \\ 5\% [35m] = 1.75m \\ 5\% [32m] = 1.6m \end{cases}$$

Donc $\begin{cases} ex = 1.75m \\ ey = 1.75m \end{cases}$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage se répartie sur le système de contreventement parallèle à sa direction. Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- ❖ l'élément le plus rigide et le plus loin de centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique.

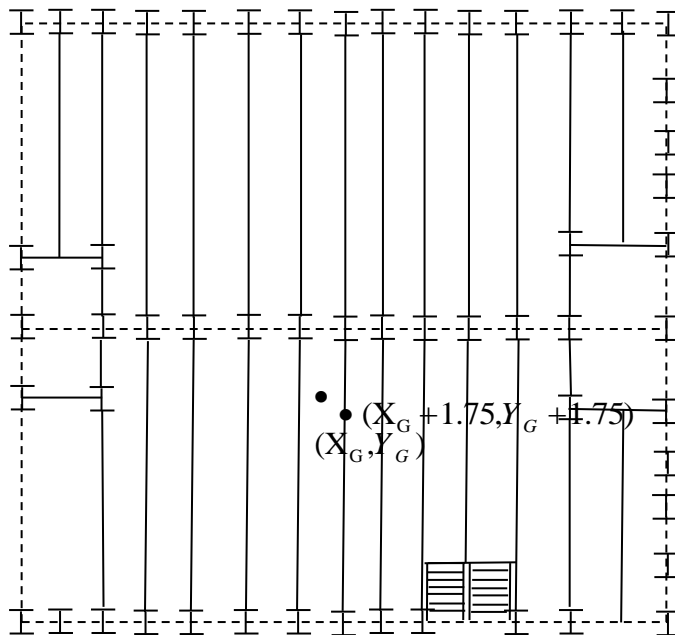
$$F_i^j = F_i \times \frac{I}{\sum I_i} + F_i \times e \times \frac{I_i \times X_i}{\sum I_i \times X_i^2}$$

Avec :

F_i^j : la force sismique qui revient au niveau i

$F_i \times \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due a la translation

$F_i \times e \times \frac{I_i \times X_i}{\sum I_i \times X_i^2}$ Contribution due a la rotation



IV.2.d. Distribution de l'effort sismique

La force F_i^j appliquée dans une direction se décompose en :

Un centre appliqué au centre de masse OG.

Un moment de torsion $M = F_i^j \times e$

- ❖ On observe au niveau de chaque étage une décomposition des déplacements en :
- ❖ Contribution due a la translation
- ❖ Contribution due a la rotation.

❖ Sens longitudinal

File A/niveau	$F_i(t)$	$F_i^j(t)$
5	109.64	23.87
4	88.90	19.35
3	68.15	14.83
2	47.41	10.32
1	23.70	5.15

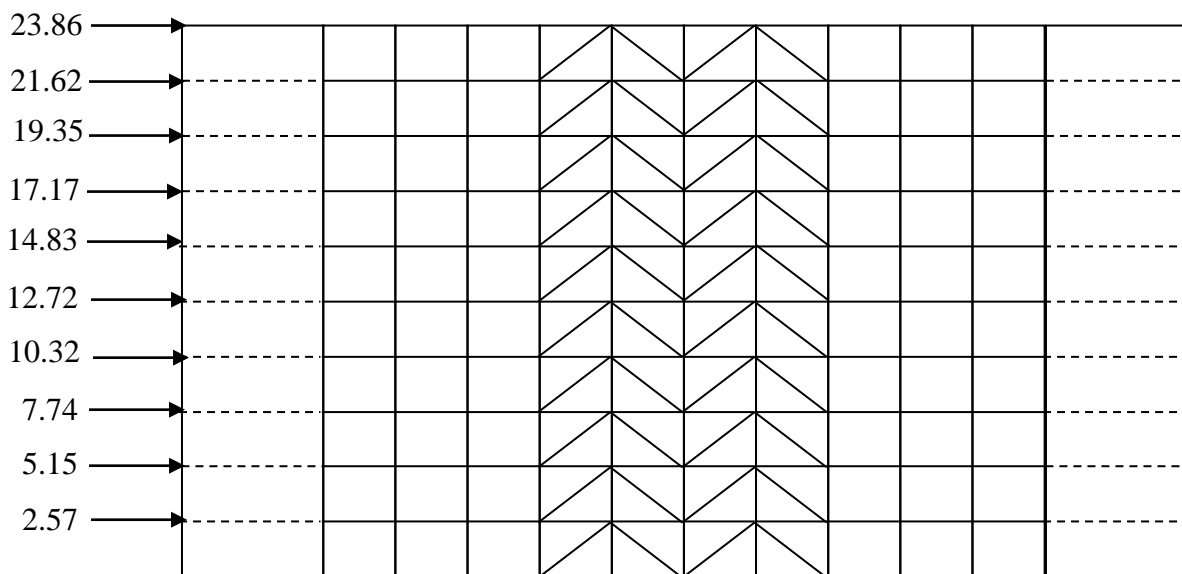
File C/niveau	$F_i(t)$	$F_i^j(t)$
4	99.36	21.63
3	78.90	17.17
2	58.45	12.72
1	35.96	7.82
RDC	11.85	2.57

File C/niveau	$F_i(t)$	$F_i^j(t)$
5	109.64	23.86
4-2	99.36	21.62
4-1	88.90	19.35
3-2	78.90	17.17
3-1	68.15	14.83
2-2	58.45	12.72
2-1	47.41	10.32
1-2	35.56	7.74
1-1	23.70	5.15
RCD	11.85	2.57

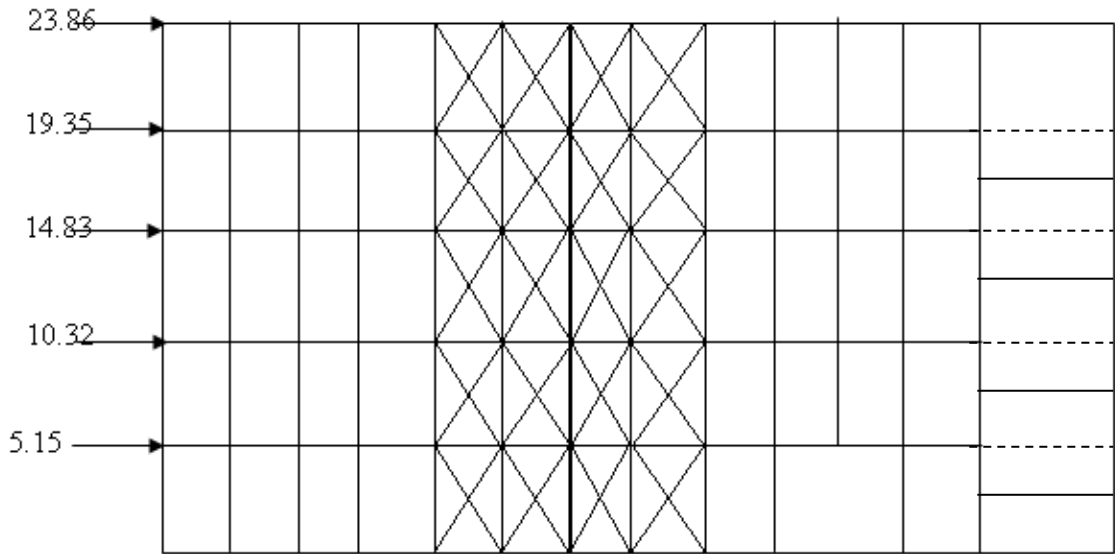
❖ Sens transversale

NIVEAU	$F_i(t)$	$F_i^j(t)$	
		P1, P2, P12, P13	P3-P11
5	109.64	23.86	23.76
4	88.90	19.35	19.26
3	68.15	14.83	14.76
2	47.41	10.32	10.27
1	23.70	5.15	5.13

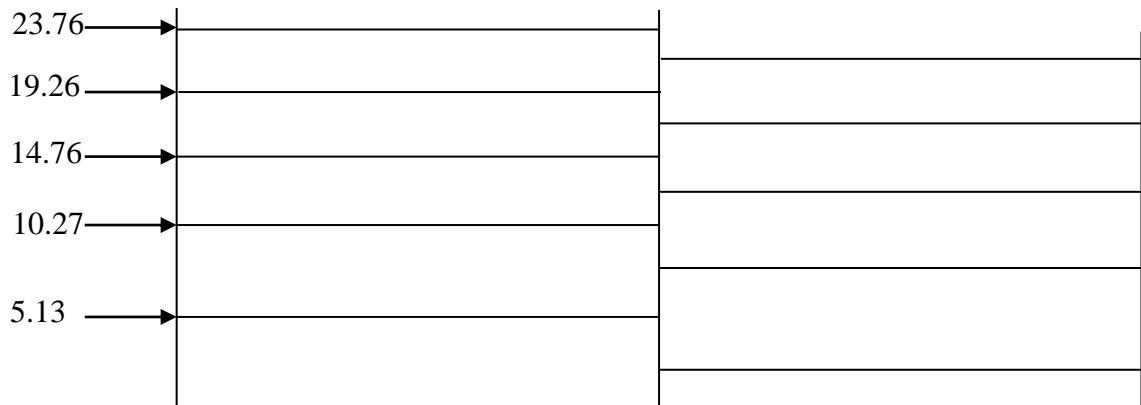
❖ La distribution des forces sismiques sur le portique la plus sollicité dans les deux directions



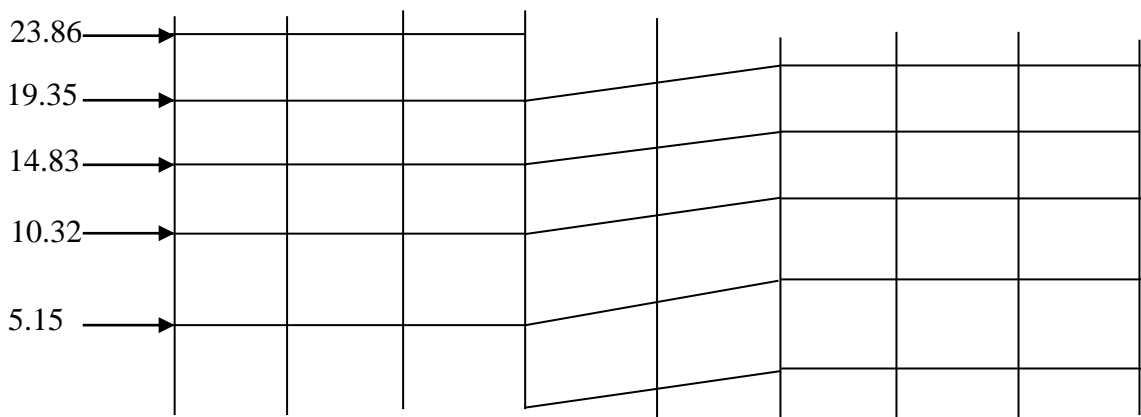
Sens longitudinal file C



Sens longitudinal file A



Sens transversal P3



Sens transversal P1

Introduction

Les portiques sont formés des poteaux et poutre rigidement liés, pour Les poteaux d'une ossature métallique sont destinés à transmettre les charges verticales d'un plancher à l'autre vers l'infrastructure ou les fondations et sont soumis à des contraintes axiales. Certains sont amenés à participer au contreventement et à la reprise des charges horizontales.

En général, un cheminement court pour la transmission des charges vers le sol grâce à la réduction du nombre d'éléments de construction contribue à une conception optimisée de l'ossature. La position des poteaux est donc très déterminante pour le système porteur et l'ensemble de l'ouvrage.

Leur vérification on aura besoin :

- ▶ Le moment fléchissant max.
- ▶ L'effort normal max.

On doit vérifier

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times A_{fy} / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd33}}{\chi_{LT} \times W_{pl} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{sd22}}{W_{pl} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

χ_Z : coefficient de réduction

γ_{M1} : coefficient de sécurité.

f_y : 235000KN / m²

W_{pl} : Module de section plastique

A_{fy} : section de profilé

Vérification des poteaux

Poteaux HEA 500 (la rampe)

Plan (OXZ)

Pour les poteaux la combinaison le plus défavorable est : COM 4:Q+G +1.2Ex

$$N_{sd} = 3964.96KN$$

$$M_{sd33} = -303.83KN .m$$

$$M_{sd22} = -1.31KN .m$$

$$K_c = \frac{I}{h}$$

$$\eta = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$h_p = 1.6m. \quad I_{p33} = 8.69 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{8.69 \times 10^{-4}}{1.6} = 5.43 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{8.69 \times 10^{-4}}{3.2} = 2.71 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{5} = 0.46 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(5.43 + 2.71) \times 10^{-4}}{(5.43 + 2.71 + 0.46) \times 10^{-4}} = \frac{8.14}{8.60} = 0.94.$$

$\eta_2 = 1$ (poteau articulé).

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.94 + 1) + 0.055 \times (0.94 + 1)^2$$

$$L_{f33} = 1.56m.$$

$$i_{33} = 0.21m.$$

$$\lambda_{33} = \frac{L_{f33}}{i_{33}} = \frac{1.56}{0.21} = 7.42$$

Plan (OYZ)

$$h_p = 1.6m. \quad I_{p22} = 1.03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

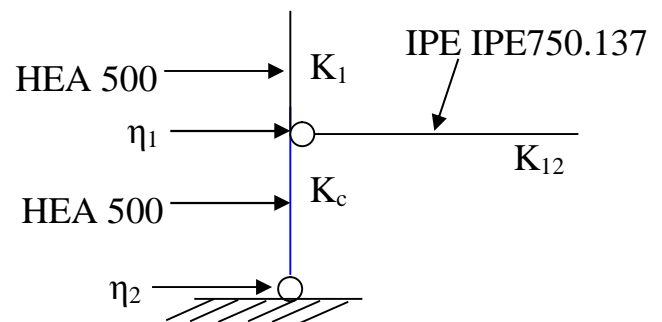
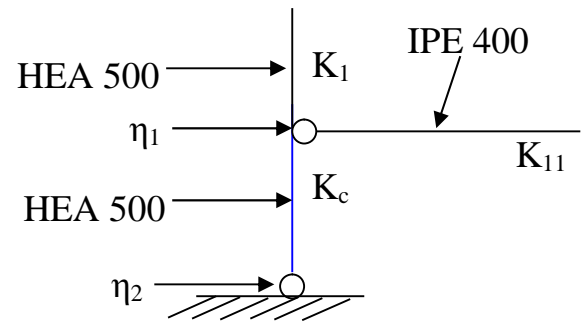
$$K_c = \frac{1.03 \times 10^{-4}}{1.6} = 0.64 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{1.03 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{12} = \frac{15.98 \times 10^{-4}}{11} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(0.64 + .32) \times 10^{-4}}{(0.64 + 0.32 + 1.45) \times 10^{-4}} = \frac{0.96}{2.41} = 0.40$$

$\eta_2 = 1$ (poteau articulé).



$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.40 + 1) + 0.055 \times (0.40 + 1)^2$$

$$L_{f22} = 1.28m.$$

$$i_{22} = 0.072m.$$

$$\lambda_{22} = \frac{L_{f22}}{i_{22}} = \frac{1.28}{0.072} = 17.86$$

$\lambda_{22} > \lambda_{33}$ Donc le flambement se produit autour de l'axe 22.

Calcul de l'élanement réduit

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{\lambda_{22}}{\lambda_1} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} \quad F_y: \text{ en N/mm}^2$$

$$\varepsilon = 1$$

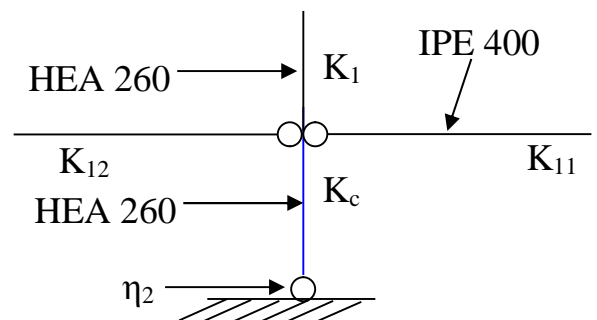
$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{17.86}{93.9} = 0.19$$

$\bar{\lambda} < 0.2 \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Donc on utilise le profilé HEA500.

Poteaux HEA 260

Plan (OXZ)



$$h_p = 1.6m. \quad I_{p33} = 1.04 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{1.04 \times 10^{-4}}{1.6} = 0.65 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{1.04 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{12} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(0.65 + 0.32) \times 10^{-4}}{(0.65 + 0.32 + 0.92 + 0.92) \times 10^{-4}} = \frac{0.97}{2.81} = 0.34$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (poteau articulé).}$$

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.34 + 1) + 0.055 \times (0.34 + 1)^2$$

$$L_{f33} = 1.25m.$$

$$i_{33} = 0.11m.$$

$$\lambda_{33} = \frac{L_{f33}}{i_{33}} = \frac{1.25}{0.11} = 11.36$$

Plan (OYZ)

$$h_p = 1.6m. \quad I_{p22} = 0.36 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

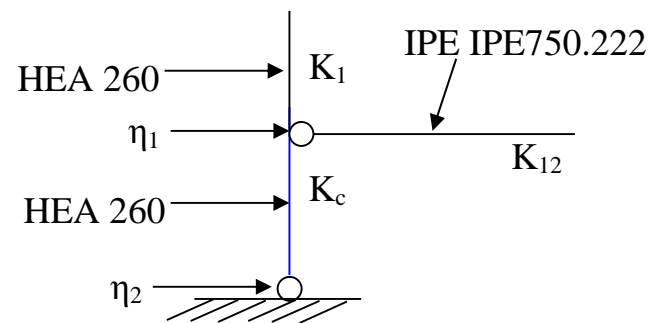
$$K_c = \frac{0.36 \times 10^{-4}}{1.6} = 0.22 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{0.36 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.11 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{3 \times 10^{-4}}{16} = 0.18 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(0.22 + 0.11) \times 10^{-4}}{(0.22 + 0.11 + 0.18) \times 10^{-4}} = \frac{0.33}{0.51} = 0.64$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (poteau articulé).}$$



$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.64 + 1) + 0.055 \times (0.64 + 1)^2$$

$$L_{f22} = 1.40 \text{ m.}$$

$$i_{22} = 0.065 \text{ m.}$$

$$\lambda_{22} = \frac{L_{f22}}{i_{22}} = \frac{1.40}{0.065} = 21.65$$

$\lambda_{22} > \lambda_{33}$ Donc le flambement se produit autour de l'axe 22.

Calcul de l'élancement réduit

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{\lambda_{22}}{\lambda_1} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{21.60}{93.9} = 0.23$$

Déterminer de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi \times A \times f_y}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1.2$$

courbe (a) $\Rightarrow \chi = 0.98$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda} \times \beta_{MLT} - 0.15$$

avec $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$

$$\psi = \frac{M_{sd \min}}{M_{sd \max}} = \frac{2.04}{1.61} = 1.26$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 \times 1.26 = 0.91$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.23 \times 0.91 - 0.15 = -0.12$$

$$K_{LT} = 1.15$$

$$C_1 = 1.88$$

$$W_{pl} = 4.30 \times 10^{-4}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 2)

$$M_{crd} = 196.54 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl} \times f_y}{M_{crd}}} = 0.72 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.85 \quad (\text{courbe de flambement})$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\frac{1795.84 \times 10^3}{0.98 \times 0.009 \times 235000 \times 10^3 / 1.20} + \frac{1.15 \times 1.61}{0.85 \times 4.30 \times 10^{-4} \times 235000 / 1.1} + \frac{1.15 \times 2.04}{4.30 \times 10^{-4} \times 235000 / 1.1} \leq 1$$

$$0.86 + 0.024 + 0.027 = 0.91 < 1$$

Donc on utilise le profilé HEA260.

Poteaux HEA 240

Plan (OXZ)

$$h_p = 3.2m. \quad I_{p33} = 0.77 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{0.77 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.024 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{1.04 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.24 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{12} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(0.24 + 0.24) \times 10^{-4}}{(0.48 + 0.24 + 0.92 + 0.92) \times 10^{-4}} = \frac{0.48}{2.32} = 0.20$$

$\eta_2 = 1$ (poteau articulé).

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

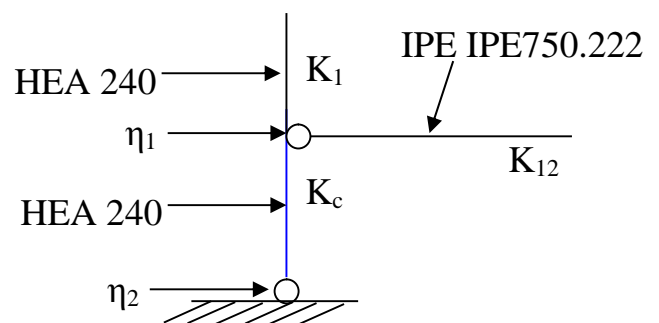
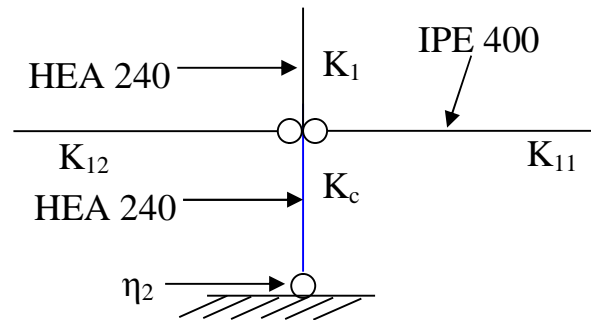
$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.20 + 1) + 0.055 \times (0.20 + 1)^2$$

$$L_{f33} = 2.39m.$$

$$i_{33} = 0.10m.$$

$$\lambda_{33} = \frac{L_{f33}}{i_{33}} = \frac{2.39}{0.10} = 23.90$$

Plan (OYZ)



$$h_p = 3.2m. \quad I_{p22} = 0.27 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{0.27 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.08 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{0.36 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.08 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{3 \times 10^{-4}}{16} = 0.18 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(0.08 + 0.08) \times 10^{-4}}{(0.08 + 0.08 + 0.18) \times 10^{-4}} = \frac{0.16}{0.34} = 0.47$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (poteau articulé).}$$

$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.47 + 1) + 0.055 \times (0.47 + 1)^2$$

$$L_{f22} = 2.63m.$$

$$i_{22} = 0.060m.$$

$$\lambda_{22} = \frac{L_{f22}}{i_{22}} = \frac{2.63}{0.060} = 43.98$$

$\lambda_{22} > \lambda_{33}$ Donc le flambement se produit autour de l'axe 22.

Calcul l'élanement réduit

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{\lambda_{22}}{\lambda_1} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{43.98}{93.9} = 0.46$$

Déterminer de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi \times A \times f_y}$$

$$K_{LT} = 1.05$$

$$C_1 = 1.88$$

$$W_{pl} = 3.52 \times 10^{-4}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 2)}$$

$$M_{crd} = 159.15 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl} \times f_y}{M_{crd}}} = 0.70 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.84 \text{ (courbe de flambement (a))}$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

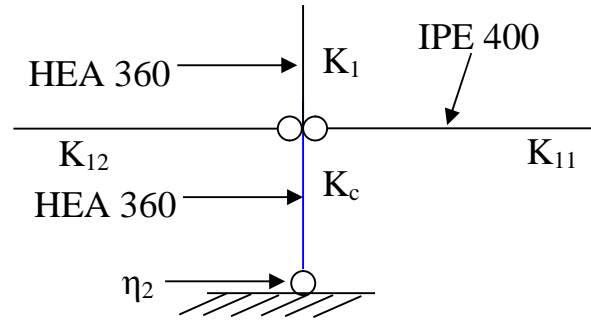
$$\frac{1795.84 \times 10^3}{0.98 \times 0.009 \times 235000 \times 10^3 / 1.10} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.88 < 1$$

Donc on utilise le profilé HEA240.

Poteaux HEA 360

Plan (OXZ)



$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 < 1.2$$

courbe (a) $\Rightarrow \chi = 0.98$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda} \times \beta_{MLT} - 0.15$$

avec $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$

$$\psi = \frac{M_{sd \min}}{M_{sd \max}} = 0$$

$$\beta_{MLT} = 1.8$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.24 \times 1.8 - 0.15 = -0.08$$

$$h_p = 1.6m. \quad I_{p33} = 3.30 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{3.30 \times 10^{-4}}{1.6} = 2.06 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{3.30 \times 10^{-4}}{3.2} = 1.03 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{12} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2.06 + 1.03) \times 10^{-4}}{(2.06 + 1.03 + 0.92 + 0.92) \times 10^{-4}} = \frac{3.09}{4.93} = 0.62$$

$\eta_2 = 1$ (poteau articulé).

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.62 + 1) + 0.055 \times (0.62 + 1)^2$$

$$L_{f33} = 1.39m.$$

$$i_{33} = 0.15m.$$

$$\lambda_{33} = \frac{L_{f33}}{i_{33}} = \frac{1.39}{0.15} = 9.29$$

Plan (OYZ)

$$h_p = 1.6m. \quad I_{p22} = 0.78 \times 10^{-4} m^4$$

$$K_c = \frac{0.78 \times 10^{-4}}{1.6} = 0.48 \times 10^{-4} m^3$$

$$K_1 = \frac{0.78 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.24 \times 10^{-4} m^3$$

$$K_{11} = \frac{3 \times 10^{-4}}{16} = 0.18 \times 10^{-4} m^3$$

$$\eta_1 = \frac{(0.48 + 0.24) \times 10^{-4}}{(0.48 + 0.24 + 0.18) \times 10^{-4}} = \frac{0.72}{0.90} = 0.8$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (poteau articulé).}$$

$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.80 + 1) + 0.055 \times (0.80 + 1)^2$$

$$L_{f22} = 1.48m.$$

$$i_{22} = 0.074m.$$

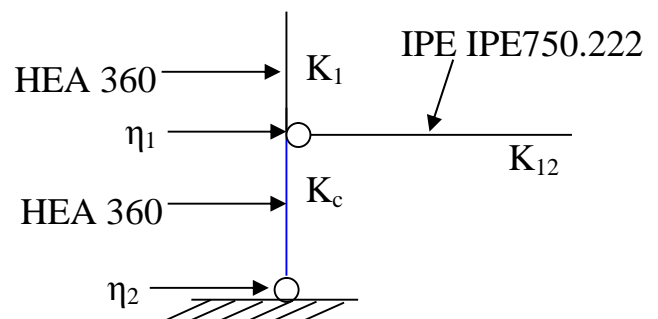
$$\lambda_{22} = \frac{L_{f22}}{i_{22}} = \frac{1.48}{0.074} = 20.11$$

$\lambda_{22} > \lambda_{33}$ Donc le flambement se produit autour de l'axe 22.

Calcul l'élanement réduit

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{\lambda_{22}}{\lambda_1} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{20.11}{93.9} = 0.21$$



Déterminer de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi \times A \times f_y}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.85 < 1.2$$

courbe (a) $\Rightarrow \chi = 0.96$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda} \times \beta_{MLT} - 0.15$$

avec $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$

$$\psi = \frac{M_{sd \min}}{M_{sd \max}} = \frac{3.56}{8.94} = 0.39$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 \times 0.39 = 1.52$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.21 \times 1.52 - 0.15 = -0.10$$

$$K_{LT} = 1.09$$

$$C_1 = 1.88$$

$$W_{pl} = 8.02 \times 10^{-4}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 2)

$$M_{crd} = 446.07 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl} \times f_y}{M_{crd}}} = 0.65 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.75 \text{ (courbe de flambement(a))}$$

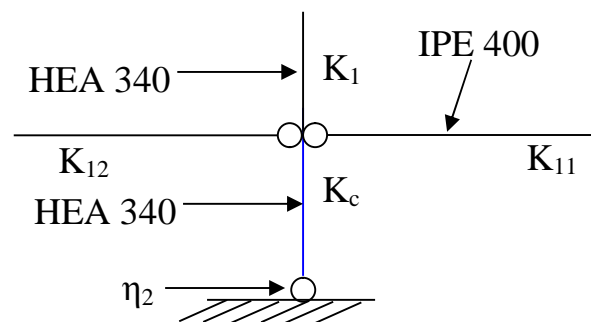
$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\frac{2877.93 \times 10^3}{0.96 \times 0.014 \times 235000 \times 10^3 / 1.10} + \frac{1.09 \times 8.94}{0.65 \times 8.02 \times 10^{-4} \times 235000 / 1.2} + \frac{1.09 \times 3.56}{8.02 \times 10^{-4} \times 235000 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.97 < 1$$

Donc on utilise le profilé HEA360.

Poteaux HEA 340



Plan (OXZ)

$$h_p = 1.6m. \quad I_{p33} = 2.76 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{2.76 \times 10^{-4}}{1.6} = 1.72 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{2.76 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.86 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{12} = \frac{2.31 \times 10^{-4}}{2.5} = 0.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(1.72 + 0.86) \times 10^{-4}}{(1.72 + 0.82 + 0.92 + 0.92) \times 10^{-4}} = \frac{2.58}{4.42} = 0.58$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (poteau articulé).}$$

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f33}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.58 + 1) + 0.055 \times (0.58 + 1)^2$$

$$L_{f33} = 1.37m.$$

$$i_{33} = 0.14m.$$

$$\lambda_{33} = \frac{L_{f33}}{i_{33}} = \frac{1.37}{0.14} = 9.81$$

Plan (OYZ)

$$h_p = 1.6m. \quad I_{p22} = 0.74 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

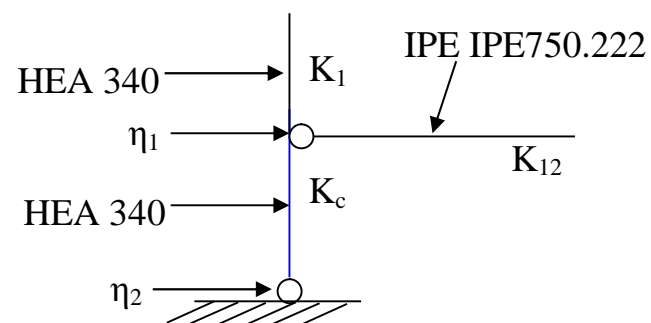
$$K_c = \frac{0.74 \times 10^{-4}}{1.6} = 0.46 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_1 = \frac{0.74 \times 10^{-4}}{3.2} = 0.23 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{11} = \frac{3 \times 10^{-4}}{16} = 0.18 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(0.46 + 0.23) \times 10^{-4}}{(0.46 + 0.23 + 0.18) \times 10^{-4}} = \frac{0.69}{0.87} = 0.64$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (poteau articulé).}$$



$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$\frac{L_{f22}}{h_p} = 0.5 + 0.14 \times (0.79 + 1) + 0.055 \times (0.79 + 1)^2$$

$$L_{f22} = 1.27 \text{ m.}$$

$$i_{22} = 0.075 \text{ m.}$$

$$\lambda_{22} = \frac{L_{f22}}{i_{22}} = \frac{1.27}{0.075} = 16.91$$

$\lambda_{22} > \lambda_{33}$ Donc le flambement se produit autour de l'axe 22.

Calcul l'élancement réduit

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{\lambda_{22}}{\lambda_1} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_{22} = \frac{16.91}{93.9} = 0.18$$

$\bar{\lambda} < 0.2 \Rightarrow$ Pas risque de flambement.

Donc on utilise le profilé HEA340.

Les poutres principales

2-Vérification des poutres au déversement

2-1-Poutre IPE 750×222 (16 m)

On doit vérifier la formule suivante :
$$M_{33} < \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

On tire les valeurs de M_{33} à partir de l'analyse effectuée par le ROBOT2017.

On trouve les résultats suivant sous la combinaison de charge la plus défavorable qui est : COM 01: 1.35G + 1.5Q.

$$M_{33} = 703.603 \text{ KN.m}$$

Calcul de χ_{LT}

$$I_{33} = 0.003 \text{ m}^4 ; i_{33} = 0.314 \text{ m} ; C1 = 1.00 , L = 16 \text{ m}$$

$$W_{pl} = 0.008 \text{ m}^3 , f_y = 235000 \text{ KN / m}^2 ; \gamma_{M1} = 1.2$$

$$I_{22} = 0.96 \times 10^4 \text{ m}^4 ; i_{22} = 0.058 \text{ m} ; \beta_w = 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \left[\phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0.5}} \quad \text{avec } \chi_{LT} \leq 1$$

On a

$$\text{avec : } \phi = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_f}{i_{33}} = \frac{16}{0.314} = 50.95$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{50.95}{93.9} = 0.54$$

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

$$\phi = 0.68$$

$$\chi_{LT} = 0.91$$

$$M_{33} < \frac{0.91 \times 1 \times 0.008 \times 235000}{1.1} = 1432.99 \text{ KN.m}$$

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait avec les valeurs non pondérées des charges les plus défavorables $q = G + Q$

Les charges permanentes

Profile IPE 750.....G₁ = 222 daN/m

Charge d'exploitation:

Q = 500 × 2.5 = 1250 daN/m.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{1472 \times 16^4}{21 \times 10^9 \times 0.003} = 0.019 \text{ m.}$$

$$f_1 = 1.9 < \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6.4 \text{ cm.}$$

Donc la poutre IPE 750 × 222 est vérifiée.

2-2-Poutre IPE 750 × 137 (11 m)

$$M_{33} = 315.25 \text{ KN.m}$$

Calcul de χ_{LT}

$$I_{33} = 0.002 \text{ m}^4 ; i_{33} = 0.302 \text{ m} ; C_1 = 1.00 , L = 11 \text{ m}$$

$$W_{pl} = 0.005 \text{ m}^3 , f_y = 235000 \text{ KN / m}^2 ; \gamma_{M1} = 1.2$$

$$I_{22} = 0.51 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; i_{22} = 0.054 \text{ m} ; \beta_w = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_f}{i_{33}} = \frac{11}{0.302} = 36.42$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{36.42}{93.9} = 0.38$$

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

$$\phi = 0.59$$

$$\chi_{LT} = 0.95$$

$$M_{33} = 315.25 \text{ KN} \cdot \text{m} < \frac{0.95 \times 1 \times 0.005 \times 235000}{1.1} = 930.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Vérification de la flèche

Les charges permanentes

Profile IPE 750.....G₁ = 137 daN/m

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{\times 11^4}{21 \times 10^9 \times 0.002} = 0.006 \text{ m} .$$

$$f_1 = 0.6 < \frac{L}{250} = \frac{1100}{250} = 4.4 \text{ cm} .$$

Donc la poutre IPE 750×137 est vérifiée.

2-3-Poutre IPE 400 (2.5 m)

$$M_{33} = 168.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul de χ_{LT}

$$I_{33} = 2.31 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; i_{33} = 0.16 \text{ m} ; C1 = 1.88 , L = 2.5 \text{ m}$$

$$W_{pl} = 0.001 \text{ m}^3 , f_y = 235000 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \gamma_{M1} = 1.2$$

$$I_{22} = 0.13 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; i_{22} = 0.039 \text{ m} ; \beta_w = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2.5}{0.165} = 15.15$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9 \times \varepsilon} = 0.16$$

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

$$\phi = 65.73$$

$$\chi_{LT} = 0.077$$

$$M_{33} < \frac{0.077 \times 1 \times 0.001 \times 235000}{1.1} = 150.79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Vérification de la flèche**Les charges permanentes**

Profile IPE 400..... $G_1 = 66.3 \text{ daN/m}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{1316.3 \times 2.5^4}{21 \times 10^9 \times 2.31 \times 10^{-4}} = 0.0014 \text{ m} .$$

$$f_1 = 0.13 < \frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1 \text{ cm} .$$

Donc la poutre IPE 400 est vérifiée.

2-3-Poutre de rampe HEB 450 (5 m)

$M_{33} = -109.98 \text{ KN.m}$

Calcul de χ_{LT}

$$I_{33} = 7.98 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; i_{33} = 0.19 \text{ m} ; C_1 = 1.00 , L = 5.06 \text{ m}$$

$$W_{pl} = 0.004 \text{ m}^3 , f_y = 235000 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \gamma_{M1} = 1.2$$

$$I_{22} = 1.17 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; i_{22} = 0.073 \text{ m} ; \beta_w = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{5.06}{0.191} = 26.49$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9 \times \varepsilon} = 0.28$$

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

$$\phi = 228.75$$

$$\chi_{LT} = 0.0020$$

$$M_{33} < \frac{0.0020 \times 1 \times 0.004 \times 235000}{1.1} = 81.48 \text{ KN.m}$$

Vérification de la flèche**Les charges permanentes**

Profile HEB450..... $G_1 = 171.1 \text{ daN/m}$

$$f_{max} \left(\frac{l}{2} \right) = \frac{q \times l^3}{192 \times E \times I_x} = \frac{7190.76 \times 5.06^3}{192 \times 21 \times 10^7 \times 7.98 \times 10^{-4}} = 0.018 \text{ m} .$$

$$f_1 = 1.8 < \frac{L}{250} = \frac{506}{250} = 2.02 \text{ cm} .$$

Donc la poutre HEB450 est vérifiée.

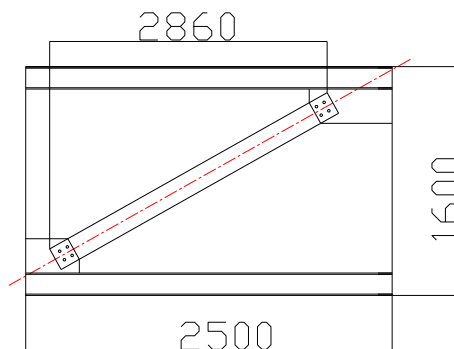
VI.1 .Introduction

Les dispositifs de contreventement contribuent à la stabilité générale d'une construction. Le système de contreventement de l'ossature agit contre les sollicitations horizontales et plus particulièrement les efforts dus au vent, assurant la stabilité latérale du bâtiment. Ces efforts s'appliquent en premier sur le bâtiment, Les éléments de stabilité verticaux sensibles à la torsion (croix, portiques, panneaux) doivent être disposés selon deux directions non parallèles et dans trois plans au moins. Dans la mesure du possible, on doit veiller à une disposition répartie et homogène, à chaque niveau, au moins trois contreventements autour du bâtiment.

Pour une file de poteaux donnée, la croix peut être disposée à une extrémité ou vers le milieu. Pour ce dernier cas, le comportement de la structure aux phénomènes de dilatation sera plus performant car les longueurs de part et d'autre de la palée étant réduits, la résistance sera moindre.

VII.2. Contreventement longitudinal

a. File centrale



A partir de l'analyse effectuée par le (sap 2000 v.7.44) on tire les résultats suivantes :
 $N_{c.sd} = 501.833 \text{ KN}$ Sous la combinaison la plus défavorable Q+G+Ex

- **Vérification au flambement**

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être égale à

$$: N_{c.sd} < N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$L = 2.96 \text{ m}$$

$$i_y = 7.45 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{2.96 \times 10^2}{7.45} = 39.73$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9} = 0.42$$

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.98 < 1.2$$

Donc a partir du tableau 5.2.2 (page .172) $\chi = 0.9261$

On doit vérifier $N_{c.sd} < N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot F_y}{\gamma_{Mb}}$ et $\gamma_{Mb} = 1.1$

$$N_{b.rd} = \frac{0.92 \times 45.3 \times 23.50}{1.1} = 89620.54 \text{ daN}$$

$$N_{c.sd} = 50183.3 \text{ daN} < N_{b.rd} = 89620.54 \text{ daN}$$

Les diagonales sont vérifiées au flambement.

- **Calcul de l'attache diagonale**

(HEA 180-poteau) avec des boulons HR $\phi = 20 \text{ mm}$ (10.9)

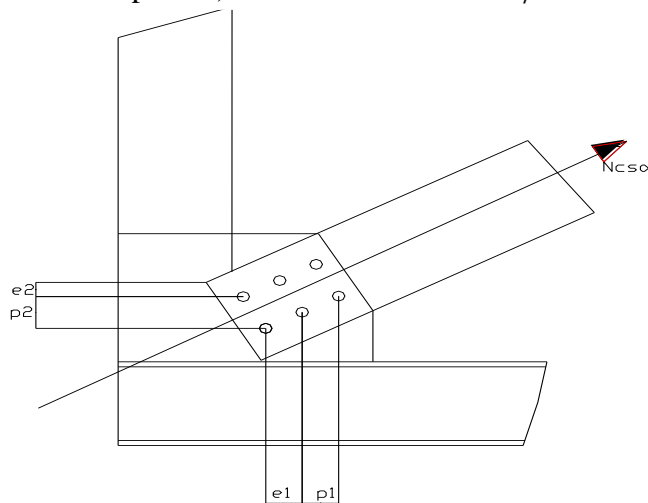


Figure : Attache diagonale du poteau

$$p_1 > 2.2 \times d_0 = 50 \text{ mm}$$

$$e_1 > 1.2 \times d_0 = 25 \text{ mm}$$

$$p_2 > 3 \times d_0 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 > 1.5 \times d_0 = 30 \text{ mm}$$

Soit un boulon de classe de qualité (10.9) et de diamètre $\phi = 20mm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{rd} = 670N / mm^2 \\ A_s = 245mm^2 \\ F_{bu} = 100N / mm^2 \\ \gamma_{Mb} = 1.25 \\ n = 6(\text{nombre des boulons}) \\ m=2(\text{nombre des plans de cisaillement}) \end{array} \right.$$

F_v = résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

$$F_v = \frac{0.6 \times F_u \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 1000 \times 245}{1.25} = 117.6KN$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée pour le gousset.

- **Vérification du gousset à la traction**

On doit vérifier que :

$$f_u \langle N_{u,rd} = \frac{0.9.F_u.A_{net}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 171mm \\ d_0 = d + 2mm = 22mm \\ \gamma_{Mb} = 1.25 \\ t = 10mm \\ n = 2(\text{le nombre de file du boulons}). \end{array} \right.$$

$$F_u = \frac{N_{c,rd}}{2} = \frac{51083.3}{2} = 25541.65daN$$

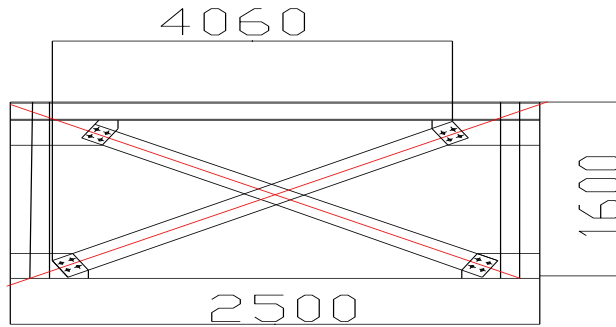
$$A_{net} = t(h - 2d_0) = 10 \times (171 - 40) = 1310mm^2$$

$$N_{c,rd} = \frac{0.9F_u A_{net}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 25541.65 \times 1310}{1.25} = 240908.08daN$$

donc $F_u = 25541.65daN \langle 240908daN$

Donc la section du gousset est suffisante

Donc les profiles en HEA 180 sont acceptables avec des boulons de classe (10.9) de diamètre $\phi = 20mm$

b. File de rive

A partir de l'analyse effectuée par le (Sap 2000 v.7.44) on tire les résultats suivants :
 $N_{c.sd} = 1410.216 \text{ KN}$ Sous la combinaison la plus défavorable Q+G+Ex

- **Vérification au flambement**

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être égale à :

$$N_{c.sd} < N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$L = 4.06 \text{ m}$$

$$i_y = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{4.06 \times 10^2}{10.05} = 40.43$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9} = 0.43$$

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 < 1.2$$

Donc à partir du tableau 5.2.2 (page .172) $\chi = 0.90$

On doit vérifier $N_{c.sd} < N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot F_y}{\gamma_{Mb}}$ et $\gamma_{Mb} = 1.1$

$$N_{b.rd} = \frac{0.90 \times 76.8 \times 2350}{1.1} = 147665 \text{ daN}$$

$$N_{c.sd} = 141021 \text{ daN} < N_{b.rd} = 147665 \text{ daN}$$

Les diagonales sont vérifiées au flambement.

- **Calcul de l'attache diagonale**

(HEA 240-poteau) avec des boulons HR $\phi = 20mm$ (10.9)

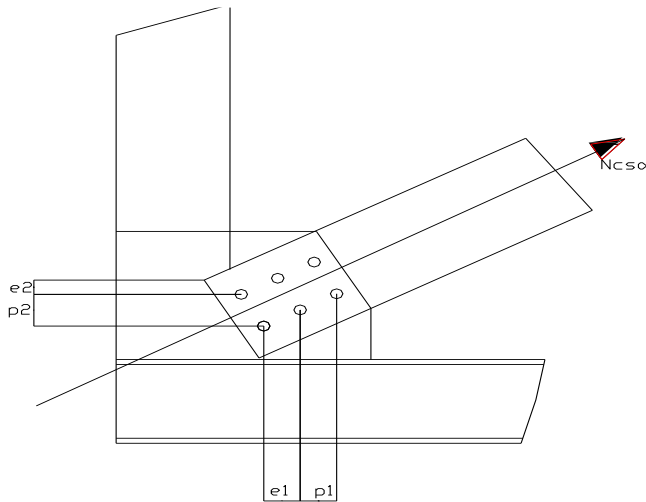


Figure : Attache diagonale du poteau

$$p_1 > 2.2 \times d_0 = 50mm$$

$$e_1 > 1.2 \times d_0 = 25mm$$

$$p_2 > 3 \times d_0 = 60mm$$

$$e_2 > 1.5 \times d_0 = 30mm$$

Soit un boulon de classe de qualité (10.9) et de diamètre $\phi = 20mm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{rd} = 670N / mm^2 \\ A_s = 245mm^2 \\ F_{bu} = 100N / mm^2 \\ \gamma_{Mb} = 1.25 \\ n = 6(\text{nombre des boulons}) \\ m=2(\text{nombre des plans de cisaillement}) \end{array} \right.$$

F_v = résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

$$F_v = \frac{0.6 \times F_u \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 1000 \times 245}{1.25} = 117.6KN$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée pour le gousset.

• **Vérification du gousset à la traction**

On doit vérifier que :

$$f_u \langle N_{u.rd} = \frac{0.9.F_u.A_{net}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\begin{cases} h = 230mm \\ d_0 = d + 2mm = 22mm \\ \gamma_{Mb} = 1.25 \\ t = 10mm \\ n = 2(\text{le nombre de file du boulons}). \end{cases}$$

$$F_u = \frac{N_{c.sd}}{2} = \frac{141021.6}{2} = 70510.8daN$$

$$A_{net} = t(h - 2d_0) = 10 \times (230 - 40) = 1900mm^2$$

$$N_{c.rd} = \frac{0.9F_u A_{net}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 70510.8 \times 1900}{1.25} = 964587.74daN$$

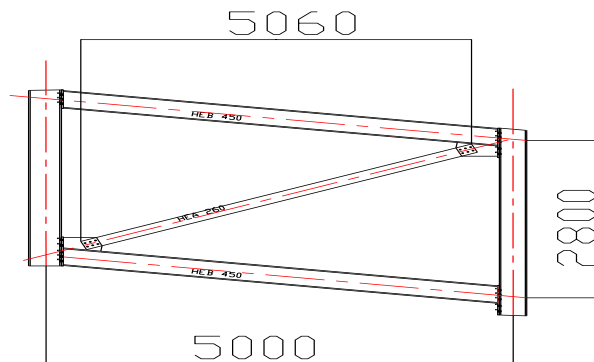
donc $F_u = 70510.8daN < 964587.74daN$

Donc la section du gousset est suffisante

Donc les profiles en HEA 240 sont acceptable avec des boulons de classe (10.9)

diamètre $\phi = 20mm$

VI.3. Stabilité transversale



A partir de l'analyse effectuée par le (Sap 2000 v.7.44) on tire les résultats suivants :
 $N_{c.sd} = 1339.169 \text{ KN}$ Sous la combinaison la plus défavorable Q+G+Ey.

- **Vérification au flambement**

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être égale à :

$$N_{c.sd} \langle N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$L = 5.06 \text{ m}$$

$$i_y = 18.92 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{5.06 \times 10^2}{18.92} = 26.74$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9} = 0.28$$

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1.2$$

Donc à partir du tableau 5.2.2 (page .172) $\chi = 0.96$

On doit vérifier $N_{c.sd} \langle N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot F_y}{\gamma_{Mb}}$ et $\gamma_{Mb} = 1.1$

$$N_{b.rd} = \frac{0.96 \times 86.8 \times 2350}{1.1} = 178018.90 \text{ daN}$$

$$N_{c.sd} = 133916 \text{ daN} \langle N_{b.rd} = 178018.90 \text{ daN}$$

Les diagonales sont vérifiées au flambement.

- **Calcul de l'attache diagonale**

(HEB 450-poteau) avec des boulons HR $\phi = 20 \text{ mm}$ (10.9)

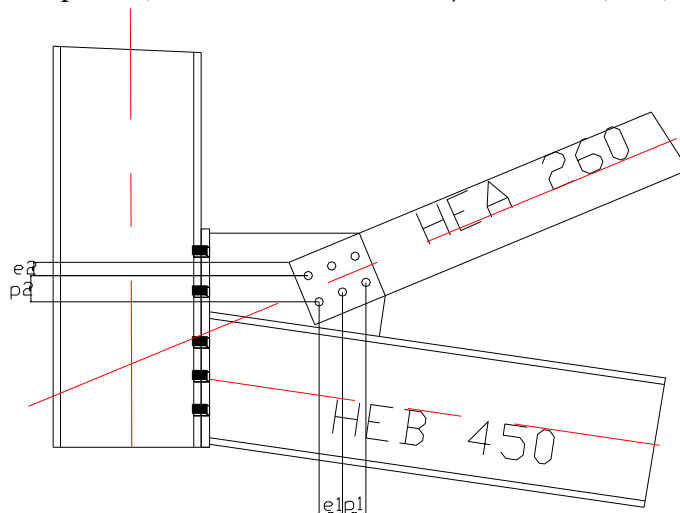


Figure : Attache diagonale du poteau

$$p_1 \rangle 2.2 \times d_0 = 50mm$$

$$e_1 \rangle 1.2 \times d_0 = 25mm$$

$$p_2 \rangle 3 \times d_0 = 60mm$$

$$e_2 \rangle 1.5 \times d_0 = 30mm$$

Soit un boulon de classe de qualité (10.9) et de diamètre $\phi = 20mm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{rd} = 670N / mm^2 \\ A_s = 245mm^2 \\ F_{bu} = 100N / mm^2 \\ \gamma_{Mb} = 1.25 \\ n = 6(\text{ nombre des boulons}) \\ m=2(\text{ nombre des plans de cisaillement}) \end{array} \right.$$

F_v = résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

$$F_v = \frac{0.6 \times F_u \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 1000 \times 245}{1.25} = 117.6KN$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée pour le gousset.

- **Vérification du gousset à la traction**

On doit vérifier que :

$$f_u \langle N_{u,rd} = \frac{0.9 \cdot F_u \cdot A_{net}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 440mm \\ d_0 = d + 2mm = 22mm \\ \gamma_{Mb} = 1.25 \\ t = 10mm \\ n = 2(\text{le nombre de file du boulons}). \end{array} \right.$$

$$F_u = \frac{N_{c,rd}}{2} = \frac{133916.9}{2} = 66958.45daN$$

$$A_{net} = t(h - 2d_0) = 10 \times (440 - 40) = 4000mm^2$$

$$N_{c,rd} = \frac{0.9 F_u A_{net}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 66958.45 \times 4000}{1.25} = 192840.33daN$$

$$\text{donc } F_u = 66958.45daN \langle 192840.33daN$$

Donc la section du gousset est suffisante

Donc les profiles en HEA 450 sont acceptables avec des boulons de classe (10.9)

diamètre $\phi = 20mm$

Introduction

L'assemblage désigne un dispositif constructif destiné à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces de sorte d'assurer la bonne transmission des efforts. Le choix de bonnes dispositions constructives permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

1.1. Principes essentiels

L'assemblage le plus simple s'avère souvent le plus économique et le plus efficace.

- Respecter le plus possible la convergence des axes de barres.

- Respecter les hypothèses de calcul pour la réalisation de l'ensemble; on utilisera de préférence des systèmes articulés.

- Limiter au maximum l'emploi de renforts.

- Exécuter le plus d'éléments de charpente finis en atelier afin de limiter les assemblages à réaliser sur le chantier (intempéries, difficultés de mise en œuvre).

- Coûts de fabrication et de mise en œuvre.

1.2. Modes d'assemblage

Réalisés par soudage, boulonnage ou rivetage, les assemblages utilisés couramment en construction métallique peuvent être classés en deux grandes familles :

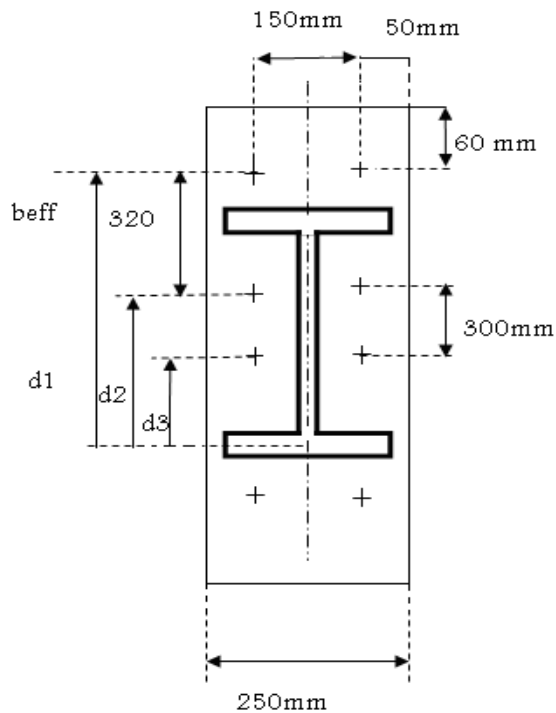
- Les assemblages mécaniques qui transmettent les efforts par contact mécanique.
 - Les procédés de soudage qui assurent la continuité du métal aux joints.
- En outre, selon les modes de transmission des efforts, les divers procédés d'assemblage autorisent ou non les déplacements.

2. Assemblage poteaux poutres

Ces assemblages transmettent aux poteaux des forces et/ou des moments amenés par les diverses sollicitations.

2.1 Assemblage poteau HEA 360-poutre IPE 750.222

Les assemblages de type articulé doivent être capables de transmettre les sollicitations



On tire la valeur de l'effort tranchant de la poutre à partir de l'analyse effectuée par le Sap 2000 sous la combinaison de charge la plus défavorable:

Combinaison (1): **1.35.G+1.5.P**

On a les valeurs suivantes:

U_{sd} : l'effort tranchant de la poutre à assemblée.

$$U_{sd} = 17590 \text{ daN}$$

M_{sd} : moment fléchissant maximum.

$$M_{sd} = 70360 \text{ daN.m}$$

$$d_1 = 873.75 \text{ mm}$$

$$d_2 = 553.75 \text{ mm}$$

$$d_3 = 253.75 \text{ mm}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25 \quad K_s = 1 \quad \mu = 0.3 \quad m = 1 \text{ (nombre de plan de cisaillement)}$$

$$t_{wc} = 10 \text{ mm} \quad \text{épaisseur âme poteau.}$$

Détermination des efforts dans les boulons:

Nous considérons uniquement les boulons tendu, c'est-à-dire les deux rangées supérieures de boulons, on a la formules suivant:

$$N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} d_1}{d_1^2 + d_2^2} \Rightarrow N_1 = \frac{70360000 \times 873.75}{873.75^2 + 553.75^2} = 57451 \text{ daN}$$

$$N_1 \leq n_1 \cdot 0.7 f_{ub} \cdot A_s \Rightarrow A_s = \frac{N_1}{0.7 f_{ub} \cdot n_1} = \frac{57451}{0.7 \times 100 \times 2} = 410.36 \text{ mm}^2$$

$n_1 = 2$ nombre de boulon par rangée

$f_{ub} = 100 \text{ daN} / \text{mm}^2$ résistance à la traction des boulons.

$A_s = 410.36 \text{ mm}^2$. section résistant des boulons.

d 'ou le choix du boulon HR $\phi 27(10.9)$

$$F_p = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 100 \times 429 = 30030 \text{ daN}$$

P_1 : l'entraxe dans la direction longitudinale $P_1 > 2.2 d_0 \Rightarrow P_1 = 300 \text{ mm}$

P_2 : l'entraxe dans la direction transversale $P_2 > 3 d_0 \Rightarrow P_2 = 150 \text{ mm}$

e_1 : pince longitudinale $e_1 > 1.2 d_0 \Rightarrow e_1 = 60 \text{ mm}$

e_2 : pince transversale $e_2 > 1.5 d_0 \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$

Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant:

On doit vérifier la formule suivante:

$$U_1 \leq F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}}$$

On a

$n = 8$ nombre des boulons.

$$F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M0}}$$

$$U_1 = \frac{U_{sd}}{n} = \frac{17590}{8} \Rightarrow U_1 = 2198.75 \text{ daN}$$

$$F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 30030}{1.1} = 8190 \text{ daN}$$

vérification:

$$U_1 = 2198.75 \text{ daN} < F_s = 8190 \text{ daN}$$

Donc l'assemblage résiste à l'effort tranchant.

Résistance de l'âme du poteau en traction

$b_{eff} = 320 \text{ mm}$ (entraxe rangée des boulons)

On doit vérifier la formule suivante:

$$F_v \langle F_t = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$F_v = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff}}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow F_t = \frac{23.50 \times 10 \times 320}{1.1} = 68363.63 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_w} \Rightarrow F_v = \frac{703600}{350 - 10} = 2069.41 \text{ daN}$$

d'où $F_v \langle F_t$ donc l'âme de poteau résiste à la traction

Résistance de l'âme du poteau à la compression

On doit vérifier la formule suivante

σ_n = contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

t_{fb} : épaisseur semelle poutre .

t_{fc} : épaisseur semelle poteau.

t_p : épaisseur platine extrême.

r_c : rayon de raccordement âme semelle du poteau.

$$W_{ely} = 1890.8 \text{ cm}^3; A = 142.8 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{U_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} \Rightarrow \sigma_n = \frac{17590}{14280} + \frac{703600}{18908} = 38.44 \text{ daN / mm}^2$$

$$t_{fb} = 29.5 \text{ mm}; t_p = 40 \text{ mm}; t_{fc} = 17.5 \text{ mm}; r_c = 27 \text{ mm} \quad t_{wc} = 10 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5.(t_{fc} + r_c) \Rightarrow b_{eff} = 320 \text{ mm}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} \Rightarrow f_c = \frac{70360}{0.320} = 219875 \text{ daN}$$

$$F_{cRd} = f_y t_{wc} \left(1.25 - 0.5 \cdot \gamma_{Mo} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$F_{cRd} = 23.5 \times 10 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{38.44}{23.5} \right) \cdot \frac{320}{1.1}$$

$$F_c = 219875 \text{ daN} < F_{cRd} = 239505 \text{ daN}$$

Donc le raidissage est inutile.

Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

On vérifié la formule suivante:

$$V_R = \frac{0.58 f_y . h t_w}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow$$

$$V_R = \frac{0.58 \times 23.5 \times 350 \times 10}{1.1} = 43368.18 \text{ daN}$$

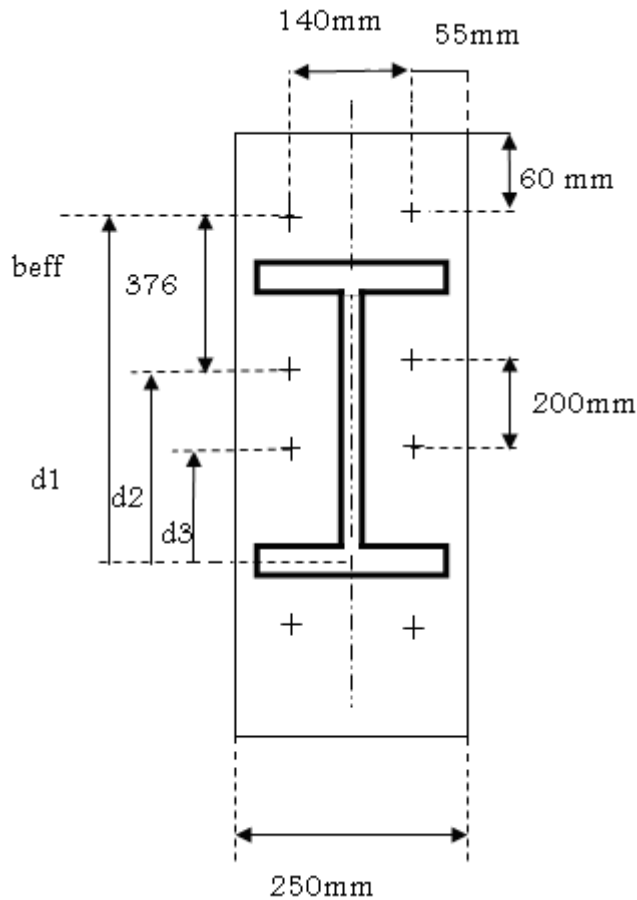
$$F_v = 2069.41 \text{ daN} < 43368.18 \text{ daN}$$

D'où la forure d'âme est inutile.

Donc le boulon HR $\phi 27(10.9)$ est acceptable, il ne nécessite pas un raidisseur est une forure d'âme.

3.1 Assemblage poteau HEA 500-poutre IPE 400

Les assemblages de type articulé doivent être capables de transmettre les sollicitations.



On tire la valeur de l'effort tranchant de la poutre à partir de l'analyse effectuée par le Sap 2000 sous la combinaison de charge la plus défavorable:

Combinaison (1): **1.35.G+1.5.P**

On a les valeurs suivantes:

$$U_{sd} = 6847 \text{ daN} \quad \text{daN}$$

$$M_{sd} = 16840 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$d_1 = 676 \text{ mm}$$

$$d_2 = 300 \text{ mm}$$

$$d_3 = 100 \text{ mm}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25 \quad K_s = 1 \quad \mu = 0.3 \quad m = 1 \text{ (nombre de plan de cisaillement)}$$

$$t_{wc} = 12 \text{ mm} \quad \text{épaisseur âme poteau.}$$

Détermination des efforts dans les boulons:

Nous considérons uniquement les boulons tendu, c'est-à-dire les deux rangées supérieures de boulons, on a la formules suivant:

$$N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} d_1}{d_1^2 + d_2^2} \Rightarrow N_1 = \frac{16840000 \times 676}{676^2 + 300^2} = 20812.32 daN$$

$$N_1 \leq n_1 \cdot 0.7 f_{ub} \cdot A_s \Rightarrow A_s = \frac{N_1}{0.7 f_{ub} \cdot n_1} = \frac{20812.32}{0.7 \times 100 \times 2} = 158.65 mm^2$$

$n_1 = 2$ nombre de boulon par rangée

$$f_{ub} = 100 daN / mm^2$$

$$A_s = 158.65 mm^2.$$

d 'ou le choix du boulon HR $\phi 18(10.9)$

$$F_p = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 100 \times 192 = 13440 daN$$

$$P_1 > 2.2 d_0 \Rightarrow P_1 = 200 mm$$

$$P_2 > 3 d_0 \Rightarrow P_2 = 140 mm$$

$$e_1 > 1.2 d_0 \Rightarrow e_1 = 60 mm$$

$$e_2 > 1.5 d_0 \Rightarrow e_2 = 55 mm$$

Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant:

On doit vérifier la formule suivante:

$$U_1 \leq F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}}$$

On a

$n = 8$ nombre des boulons.

$$F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M0}}$$

$$U_1 = \frac{U_{sd}}{n} = \frac{6847}{8} \Rightarrow U_1 = 855.87 \text{ daN}$$

$$F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 13440}{1.1} = 3665 \text{ daN}$$

vérification:

$$U_1 = 855.87 \text{ daN} < F_s = 3665 \text{ daN}$$

Donc l'assemblage résiste à l'effort tranchant.

Résistance de l'âme du poteau en traction

$b_{eff} = 320 \text{ mm}$ (entraxe rangée des boulons)

On doit vérifier la formule suivante:

$$F_v \langle F_t = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$F_v = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff}}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow F_t = \frac{23.50 \times 12 \times 376}{1.1} = 66392.72 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_w} \Rightarrow F_v = \frac{16840000}{490 - 12} = 35230 \text{ daN}$$

d'où $F_v \langle F_t$ donc l'âme de poteau résiste à la traction

Résistance de l'âme du poteau à la compression

On doit vérifier la formule suivante :

$$F_c \langle F_{cnd} = f_y \cdot t_{wc} \left(1.25 - 0.5 \cdot \gamma_{Mo} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$W_{ely} = 3550.0 \text{ cm}^3; A = 197.5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{U_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} \Rightarrow \sigma_n = \frac{6847}{19750} + \frac{16840}{3550} = 5.08 \text{ daN / mm}^2$$

$$t_{fb} = 8.6 \text{ mm}; t_p = 40 \text{ mm}; t_{fc} = 23 \text{ mm}; r_c = 27 \text{ mm} \quad t_{wc} = 12 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = t_{fc} + 2t_p + 5.(t_{fc} + r_c) \Rightarrow b_{eff} = 376 \text{ mm}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} \Rightarrow f_c = \frac{16840}{0.376} = 44787.23 \text{ daN}$$

$$F_{cRd} = f_y t_{wc} \left(1.25 - 0.5 \cdot \gamma_{Mo} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$F_{cRd} = 23.5 \times 12 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{5.08}{23.5} \right) \cdot \frac{376}{1.1}$$

$$F_c = 44787.23 \text{ daN} \quad \langle F_{cRd} = 109030.42 \text{ daN}$$

Donc le raidissage est inutile.

Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

On vérifié la formule suivante:

$$V_R = \frac{0.58 f_y . h t_w}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow$$

$$V_R = \frac{0.58 \times 23.5 \times 490 \times 12}{1.1} = 72858.54 \text{ daN}$$

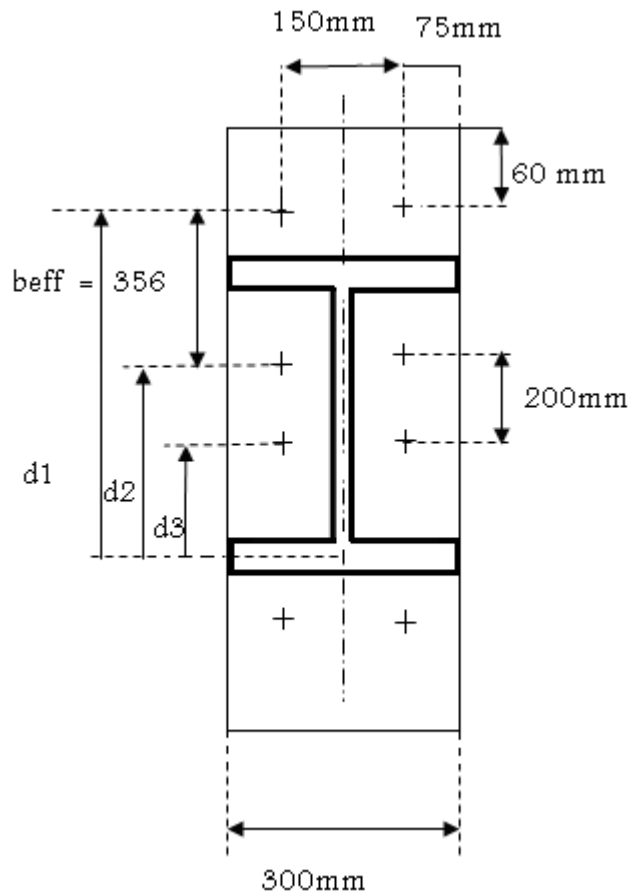
$$F_v = 66392.72 \text{ daN} \quad \langle 72858.54 \text{ daN}$$

D'où la forure d'âme est inutile.

Donc le boulon HR $\phi 18(10.9)$ est acceptable, il ne nécessite pas un raidisseur est une forure d'âme.

4.1 Assemblage poteau HEA 500-poutre de rampe HEB 450.

Les assemblages de type articulé doivent être capables de transmettre les sollicitations



On tire la valeur de l'effort tranchant de la poutre à partir de l'analyse effectuée par le Sap 2000 sous la combinaison de charge la plus défavorable:

Combinaison (1): **G+Q+1.2Ey**

On a les valeurs suivantes:

$$U'_{sd} = 14066 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 29282 \text{ daN.m}$$

$$N = 75798 \text{ daN}$$

$$U_{sd} = N \sin \alpha + U'_{sd} \cos \alpha$$

$$U_{sd} = 75798 \sin 9.06^\circ + 14066 \cos 9.06^\circ$$

$$U_{sd} = 25826.32 \text{ daN}$$

$$d_1 = 686 \text{ mm}$$

$$d_2 = 312 \text{ mm}$$

$$d_3 = 112 \text{ mm}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25 \quad K_s = 1 \quad \mu = 0.3 \quad m = 1 (\text{nombre de plan de cisaillement})$$

$$t_{wc} = 12 \text{ mm} \quad \text{épaisseur âme poteau.}$$

Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendu, c'est-à-dire les deux rangées supérieures de boulons, on a la formules suivent:

$$N_i = \frac{M_{sd} d_1}{d_1^2 + d_2^2} \Rightarrow N_1 = \frac{29282000 \times 668}{668^2 + 312^2} = 35985.14 daN$$

$$N_1 \leq n_1 \cdot 0.7 f_{ub} \cdot A_s \Rightarrow A_s = \frac{N_1}{0.7 f_{ub} \cdot n_1} = \frac{35985.14}{0.7 \times 100 \times 2} = 257.03 mm^2$$

$n_1 = 2$ nombre de boulon par rangée

$$f_{ub} = 100 daN / mm^2$$

$$A_s = 257.03 mm^2.$$

d 'ou le choix du boulon HR $\phi 22(10.9)$

$$F_p = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 100 \times 303 = 21210 daN$$

$$P_1 > 2.2 d_0 \Rightarrow P_1 = 200 mm$$

$$P_2 > 3 d_0 \Rightarrow P_2 = 150 mm$$

$$e_1 > 1.2 d_0 \Rightarrow e_1 = 65 mm$$

$$e_2 > 1.5 d_0 \Rightarrow e_2 = 75 mm$$

Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant

On doit vérifier la formule suivante:

$$U_1 \leq F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}}$$

On a

$n = 8$ nombre des boulons.

$$F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M0}}$$

$$U_1 = \frac{U_{sd}}{n} = \frac{25826.32}{8} \Rightarrow U_1 = 3228.29 daN$$

$$F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 21210}{1.1} = 5784.54 daN$$

vérification:

$$U_1 = 3228.29 daN < F_s = 5784.54 daN$$

Donc l'assemblage résiste à l'effort tranchant.

Résistance de l'âme du poteau en traction

$b_{eff} = 320\text{mm}$ (entraxe rangée des boulons)

On doit vérifier la formule suivante:

$$F_v \langle F_t = \frac{f_y t_{wc} b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$F_v = \frac{f_y t_{wc} b_{eff}}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow F_t = \frac{23.50 \times 12 \times 356}{1.1} = 91265.45 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_w} \Rightarrow F_v = \frac{29282000}{490 - 12} = 61259.41 \text{ daN}$$

d'ou $F_v \langle F_t$ donc l'âme de poteau résiste à la traction

Résistance de l'âme du poteau à la compression

On doit vérifier la formule suivante :

$$F_c \langle F_{crd} = f_y t_{wc} \left(1.25 - 0.5 \gamma_{Mo} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$W_{ely} = 3550 \text{ cm}^3; A = 197.5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{U_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} \Rightarrow \sigma_n = \frac{25826.32}{19750} + \frac{29282}{3550} = 9.55 \text{ daN / mm}^2$$

$$t_{fb} = 8.6 \text{ mm}; t_p = 40 \text{ mm}; t_{fc} = 23 \text{ mm}; r_c = 27 \text{ mm} \quad t_{wc} = 12 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = t_{fc} + 2t_p + 5.(t_{fc} + r_c) \Rightarrow b_{eff} = 356 \text{ mm}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} \Rightarrow f_c = \frac{14066}{0.356} = 39511.23 \text{ daN}$$

$$F_{cRd} = f_y t_{wc} \left(1.25 - 0.5 \gamma_{Mo} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$F_{cRd} = 23.5 \times 12 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{9.55}{23.5} \right) \frac{356}{1.1} = 85525.22 \text{ daN}$$

$$F_c = 39511.23 \text{ daN} \langle F_{cRd} = 85525.22 \text{ daN}$$

Donc le raidissage est inutile.

Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

On vérifié la formule suivante:

$$V_R = \frac{0.58.f_y .h.t_w}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow$$

$$V_R = \frac{0.58 \times 23.5 \times 490 \times 12}{1.1} = 72858.54 daN$$

$$F_v = 61259.41 daN < 72858.54 daN$$

D'où la forure d'âme est inutile.

Donc le boulon HR ϕ 18(10.9) est acceptable, il ne nécessite pas un raidisseur est une forure d'âme.

Les tiges d'encrage

Introduction

Ce chapitre présente les tiges d'encrages, il convient de dimensionner les tiges d'encrages pour résistés aux efforts de charges de calcul. Elles doivent d'assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement.

Vérification des tiges d'encrages :

Poteaux HEA 500

La disposition sera la suivante :

Platine de 700×600×50 [mm].

Le poteau sera grugé afin de permettre une articulation.

On tire les valeur suivante a partir de l'analyse effectué par le SAAP 2000 :

$$N_{tsd} \text{ (traction) } = -1448.58 KN$$

$$N_{csd} \text{ (compression) } = 4305 KN$$

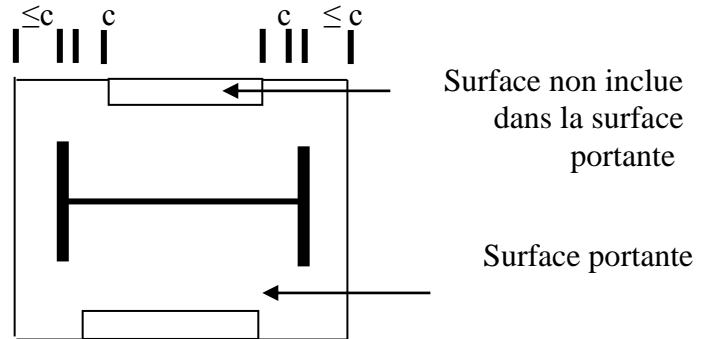
$$V_1 = 2784.81 KN.$$

$$\gamma_{M0} = 1.1 \quad \beta_j = \frac{2}{3} \quad K_j = 1 \quad f_{c28} = 25 N / mm^2 \quad \gamma_c = 1.5$$

Résistance de contact F_j de la liaison

$$F_{cd} = \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.66 \text{ N / mm}^2$$

$$F_j = \beta_j \times K_j \times F_{cd} = \frac{2}{3} \times 1 \times 16.66 = 11.11 \text{ N / mm}^2$$



Vérification de la pression sur la surface portante

$$C = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times F_j \times \gamma_{M0}}} = 50 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 11.11 \times 1.1}} = 75.69 \text{ mm}$$

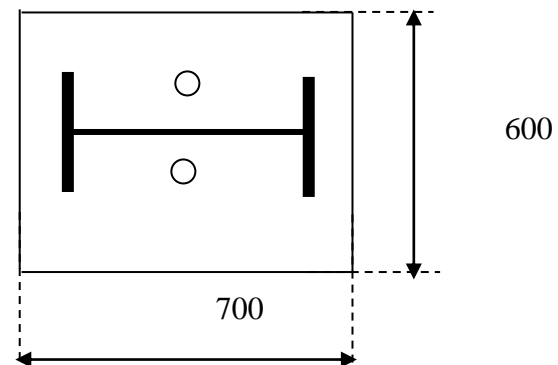
On doit vérifier que

$$\sigma = \frac{N_{csd}}{A_p} < F_j$$

$$A_p = 700 \times 600 - 2 \times (75.69) = 349848.62 \text{ mm}^2$$

$$N_{csd} = 4305.46 \text{ KN}$$

$$\sigma = 10.25 \text{ N / mm}^2 < F_j = 11.11 \text{ N / mm}^2.$$



Vérification de la platine

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} > M_{sd} = \frac{\sigma \times c^2}{2}$$

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{50^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 89015.15 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$M_{sd} = \frac{\sigma \times c^2}{2} = \frac{10.25 \times 75.69^2}{2} = 29361.00 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$M_{rd} > M_{sd}$$

La platine est vérifiée.

On a une platine de (700x600) donc

Pour assurée l'articulation il faut mettre du grain

Disposition constructive (Figure N01)**Platine**

b_p, h_p, t_p : Dimensions

σ_{ep} : Nuance d'acier

s : Distance entre axes des trous

d_r : Diamètre des trous

Graine

h_g, b_g : Dimensions de la face supérieure

h'_g, b'_g : Dimensions de la face inférieure

σ_{eg} : Nuance d'acier

d'_r : Diamètre des trous éventuels

a_g : Épaisseur des cordons de soudure

Boite à graine

h_v, b_v : Dimensions.

σ_{ev} : Nuance d'acier

a_v : Épaisseur des cordons de soudure

Plaque d'assise

h_s, b_s, t_s : Dimensions

σ_{es} : Nuance d'acier

d''_r : Diamètre des trous

a_g : Épaisseur des cordons de soudure

Béton

σ_{bc} : Résistance à la compression ($f_{c28}=25\text{MPa}$)

K : Coefficient de pression localisé ($K=1.20$)

Vérification de la plaque d'assise

On note :

$$h_{s,eff} = \inf\left(h_s; \frac{N_c}{2.36\sigma_{es}b'_g} + 3.5t_s\right)$$

$$\sigma_{es} = 23.5\text{daN} / \text{mm}^2$$

$$N_c = 430500\text{daN}$$

$$b'_g = 150\text{mm}$$

$$t_s \geq \frac{1}{7} \left[\sqrt{(h''_g - b''_g)^2 + \frac{4N_c}{K\sigma_{bc}}} - (h''_g - b''_g) \right]$$

$$b_s \geq b''_g + 3.5t_s$$

$$h_s \geq h''_g + 3.5t_s$$

$$b''_g = b'_g = 200\text{mm}$$

$$h''_g = \frac{N_c}{2.36\sigma_{es}b'_g} = \frac{430500}{2.36 \times 23.5 \times 200} = 38.81\text{mm}$$

$$t_s \geq \frac{1}{7} \left[\sqrt{(38.81 - 200)^2 + \frac{4 \times 430500}{1.20 \times 25}} - (38.81 - 200) \right] = 57.25\text{mm}$$

on prend

$$t_s = 60\text{mm}$$

$$b_s \geq b''_g + 3.5t_s = 200 + 3.5 \times 60 = 410\text{mm}$$

on prend $b_s = 420\text{mm}$

$$h_s \geq h''_g + 3.5t_s = 38.81 + 3.5 \times 60 = 248.81\text{mm}$$

on prend $h_s = 250\text{mm}$

Dimension en plan des grains et soudures

$$N_c^2 + 3V^2 \leq h_g^2 b_g^2 \sigma_{eg}^2$$

On doit avoir

$$N_c \leq \frac{1290}{E} h'_g b'_g \sigma'_{eg}$$

$$\left. \begin{aligned} N_c^2 + 3V^2 &= 3.70 \times 10^{11} \\ h_g^2 b_g^2 \sigma_{eg}^2 &= 7.76 \times 10^{11} \end{aligned} \right\} \text{verifier}$$

$$\left. \begin{aligned} N_c &= 430500 \text{ daN} \\ \frac{1290}{E} h'_g b'_g \sigma'_{eg} &= \frac{1290}{21000} 120 \times 200 \times 23.5^2 = 814174.28 \text{ daN} \end{aligned} \right\} \text{verifier}$$

Le cordon de soudure doit être:

$$a_g \geq \frac{K}{\sqrt{2} \sigma_{eg}} \max \left\{ \left(\frac{N_c}{h_g + b_g} + \frac{2M}{h_g b_g} ; \sqrt{\left(\frac{N_c}{h_g + b_g} \right)^2 + \frac{3}{2} \left(\frac{V}{h_g} \right)^2} \right\}$$

$$M = \max \left\{ |V| t_g ; N_c \left| 0.5 h'_g - 0.3 t_g \right| \right\}$$

$$M = \max \left\{ 1242 \times 10^4 ; 19372500 \right\} = 19372500$$

$$a_g \geq \frac{1.20}{\sqrt{2} \times 23.5} \max \left\{ \left(\frac{23.5}{250 + 150} + \frac{2 \times 19372500}{250 \times 150} ; \sqrt{\left(\frac{430500}{250 + 150} \right)^2 + \frac{3}{2} \left(\frac{248400}{150} \right)^2} \right\}$$

$$a_g \geq 82.65 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } a_g = 85 \text{ mm}$$

La boîte de graine et ses soudures

Le jeu entre le graine et la boîte de graine est inférieure au jeu entre le graine et les tiges d'ancrage, les butées sont constituées de carrées de côté t_v .

$$t_v \geq \max \left\{ 20 \text{ mm} ; \frac{V^*}{0.16 \times \sigma_{ev} b_g} \right\}$$

$$V^* = \max(278400 - 0.3 \times 430500; 0) = 119250 \text{ daN}$$

$$t_v \geq \max \left\{ 20 \text{ mm} ; \frac{119250}{0.16 \times 23.5 \times 250} \right\} \geq 126.86 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } t_v = 130 \text{ mm}$$

Vérification de la soudure

Les soudures doivent vérifier:

$$a_v \geq 1.22 \frac{KV^*}{b_g \sigma_{ev}} = 1.22 \frac{1.20 \times 119250}{250 \times 23.5}$$

$$a_v \geq 30.21 \text{ mm} \rightarrow a_v = 32 \text{ mm}$$

Epaisseur graine et de la platine

En l'absence de raidisseur d'âme du poteau, il faut que :

$$\begin{cases} N_c \leq 1.58 \frac{h_g}{b_g} (t_p + t_g)^2 \sigma_e \\ N_t \leq 0.79 \frac{h_g}{s} (t_p + t_g)^2 \sigma_e \end{cases}$$

$$a_g \geq 2.6 \frac{K}{\sigma_e} \frac{t_p t_g}{(t_p + t_g)^3} N$$

$$\sigma_e = \min(\sigma_{eg}; \sigma_{ep}) = 23.5 daN / mm^2$$

$$N = \max(N_c; N_t) = 430500 daN$$

$$\begin{cases} N_c \leq 1.58 \frac{150}{250} (50 + 50)^2 \times 23.5 \\ N_t \leq 0.79 \frac{150}{350} (50 + 50)^2 \times 23.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_c = 430500 daN \leq 522780 daN \\ N_t = 278400 daN \leq 795642.8 daN \end{cases}$$

$$a_g \geq 2.6 \frac{1.20}{23.5} \times \frac{50 \times 50}{(50 + 50)^3} \times 430500 = 5.71 mm$$

on prend $a_g = 8 mm$

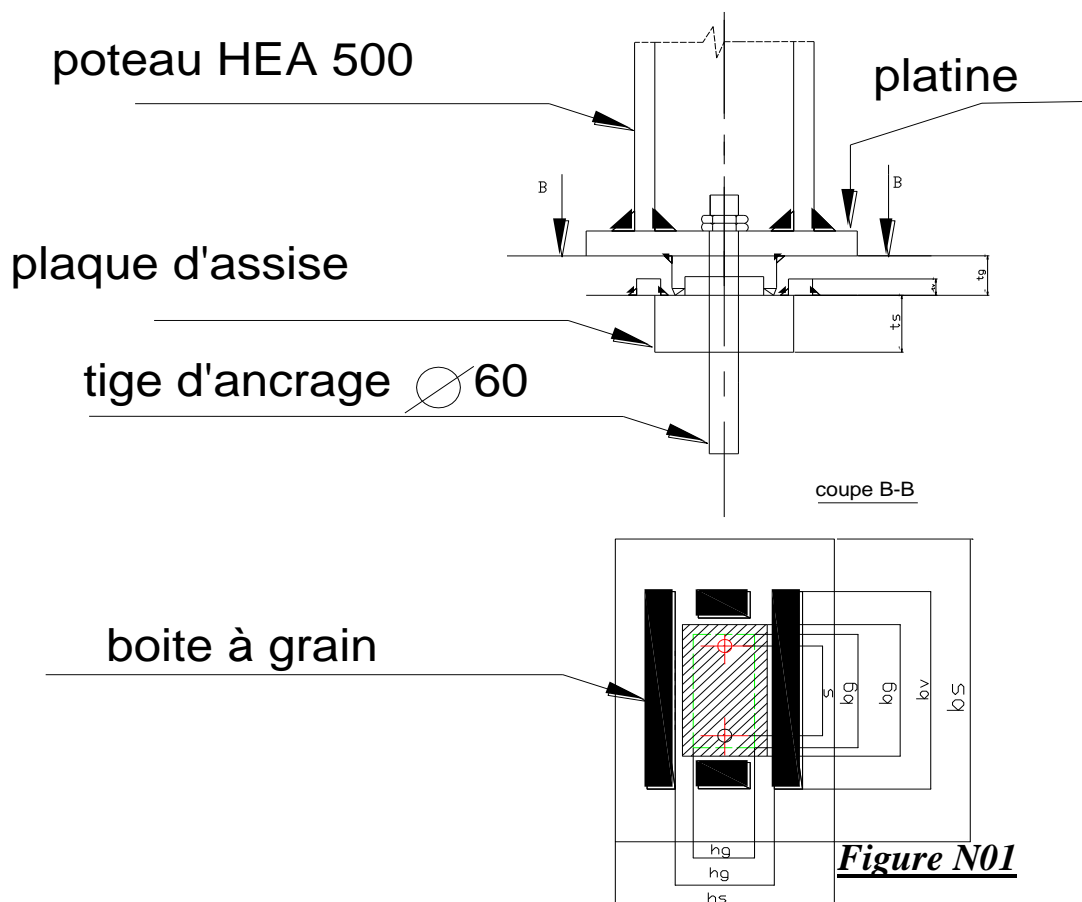


Figure N01

Effort de traction par tige

$$F_{tsd} = \frac{N_t}{2} = \frac{1448.58}{2} = 724.29KN.$$

A partir de F_{tsd} on tire les caractéristiques dimensionnelles de la tige.

Vérification de l'adhérence N_j de la tige avec le béton

Selon EUROCODE $2r \geq 5d$

généralement :

$$H \geq 20 \times d$$

$$L \geq 2d$$

$$r \geq 3d$$

$$d = 60mm, H = 1200mm$$

$$D = 2r = 360mm, L = 120mm.$$

$$A_s = 10.85cm^2$$

On doit vérifier que:

$$N_j = \pi \times \tau_s \times d \times (h + 2.7D + 4d + 3.5L) > F_t$$

$$F_{ij} = 0.6 + 0.06 \times F_{c28}$$

$$F_{ij} = 2.1N / mm^2$$

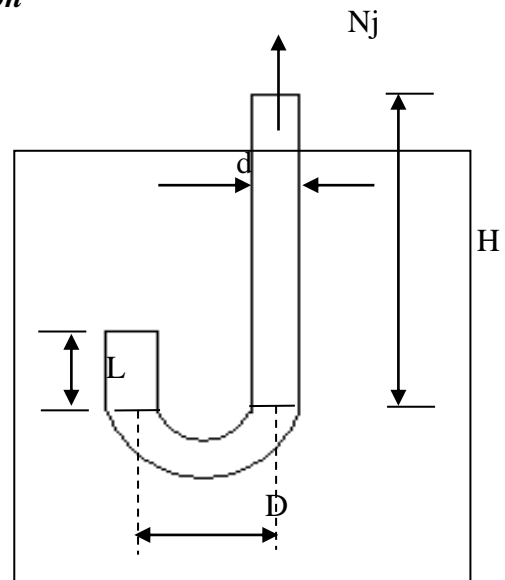
τ_s : contrainte d'adhérence avec le béton.

$\psi_s = 1$ coefficient de scellement.

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s \times F_{ij}$$

$$\tau_s = 1.26N / mm^2.$$

$$N_j = 751.42KN / mm^2 > 724.29KN / mm^2$$



Vérification de la résistance de la tige d'encrage

$$F_{trd} = 0.9 \times F_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb}$$

On doit vérifier que $F_{ub} = 400N / mm^2$ avec $\gamma_{Mb} = 1.25$

$$F_{trd} = 801.98KN$$

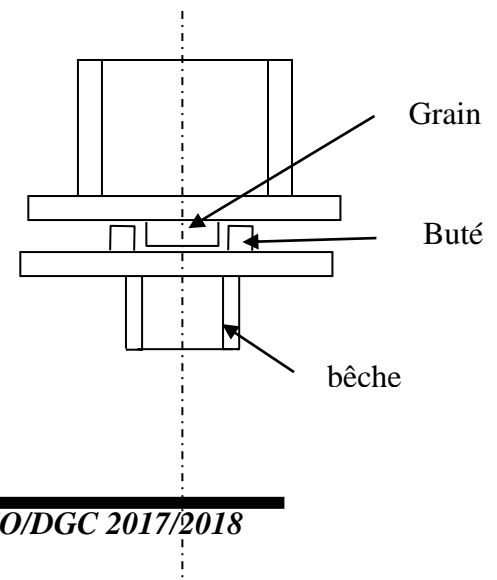
$$F_{trd} = 801.98KN > 724.29KN$$

Vérification de la bêche

Si V_1 (effort tranchant) $< 0.3 \times N$ alors la bêche est inutile

$$V_1 = 2784.81KN > 0.3 \times 4305.46$$

On choisit HEB 300



$$\frac{V_1}{A} \leq 0.8 \times f_y \Rightarrow \frac{278481}{149} = 1867.74 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 1880 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Poteaux HEA 360 :

La disposition sera la suivante :

Platine de 600×500×40 [mm].

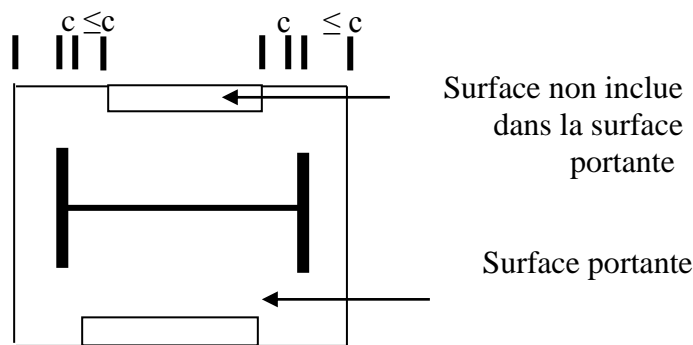
On tire les valeur suivante a partir de l'analyse effectué par le SAAP 2000 :

$$N_{tsd} \text{ (traction) } = -1058.63 \text{ KN}$$

$$N_{csd} \text{ (compression) } = 3128.60 \text{ KN}$$

$$V_1 = 587.99 \text{ KN.}$$

Résistance de contact F_j de la liaison



Vérification de la pression sur la surface portante

$$C = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times F_j \times \gamma_{M0}}} = 40 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 11.11 \times 1.1}} = 70.56 \text{ mm}$$

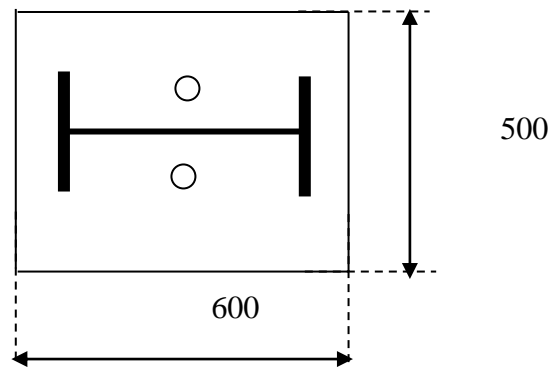
On doit vérifier que

$$\sigma = \frac{N_{csd}}{A_p} < F_j$$

$$A_p = 600 \times 500 - 2 \times (70.56) = 274858.88 \text{ mm}^2$$

$$N_{csd} = 3128.60 \text{ KN}$$

$$\sigma = 10.12 \text{ N} / \text{mm}^2 < F_j = 11.11 \text{ N} / \text{mm}^2.$$



Vérification de la platine

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} > M_{sd} = \frac{\sigma \times c^2}{2}$$

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{40^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 56969.69 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$M_{sd} = \frac{\sigma \times c^2}{2} = \frac{10.12 \times 70.56^2}{2} = 37482.49 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$M_{rd} > M_{sd}$$

La platine est vérifiée.

Effort de traction par tige

$$F_{tsd} = \frac{N_t}{2} = \frac{1058.63}{2} = 529.31 \text{ KN} .$$

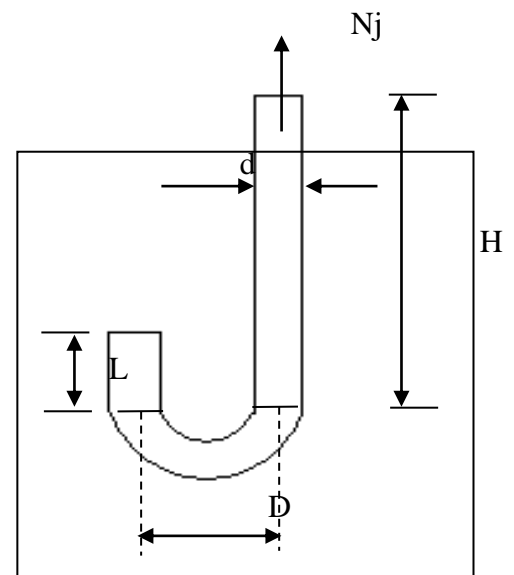
A partir de F_{tsd} on tire les caractéristiques dimensionnelles de la tige.

Vérification de l'adhérence N_j de la tige avec le béton

$$d = 48 \text{ mm} , H = 1000 \text{ mm}$$

$$D = 2r = 300 \text{ mm} , L = 100 \text{ mm} .$$

$$A_s = 10.12 \text{ cm}^2$$



On doit vérifier que :

$$N_j > \pi \times \tau_s \times d \times (h + 2.7D + 4d + 3.5L) > F_t$$

$$N_j = 550.01 \text{KN} / \text{mm}^2 > 529.31 \text{KN} / \text{mm}^2$$

Vérification de la résistance de la tige d'encrage

On doit vérifier que

$$F_{rd} = 0.9 \times F_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{rd} = 548.83 \text{KN} > 529.31 \text{KN}$$

Vérification de la bêche

Si V_1 (effort tranchant) $< 0.3 \times N$ alors la bêche est inutile

$$V_1 = 587.99 \text{KN} < 0.3 \times 3128.60 \Rightarrow 587.99 < 938.58$$

Donc la bêche est inutile

Poteaux HEA 260

La disposition sera la suivante :

Platine de 500×500×40 [mm].

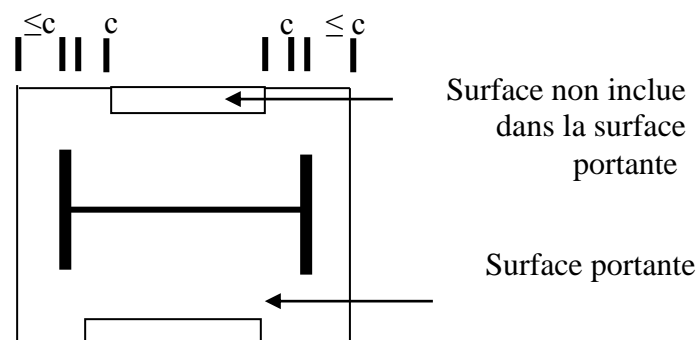
On tire les valeur suivante a partir de l'analyse effectué par le SAAP 2000 :

$$N_{tsd} \text{ (traction) } = -825.78 \text{KN}$$

$$N_{csd} \text{ (compression) } = 3035.36 \text{KN}$$

$$V_1 = 825.58 \text{KN}$$

Résistance de contact F_j de la liaison



Vérification de la pression sur la surface portante

$$C = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times F_j \times \gamma_{M0}}} = 40 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 11.11 \times 1.1}} = 70.56 \text{ mm}$$

On doit vérifier que

$$\sigma = \frac{N_{csd}}{A_p} < F_j$$

$$A_p = 500 \times 500 - 2 \times (70.56) = 249858.88 \text{ mm}^2$$

$$N_{csd} = 3035.36 \text{ KN}$$

$$\sigma = 10.54 \text{ N / mm}^2 < F_j = 11.11 \text{ N / mm}^2.$$

Vérification de la platine

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} > M_{sd} = \frac{\sigma \times c^2}{2}$$

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{40^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 56969.69 \text{ N / mm}^2$$

$$M_{sd} = \frac{\sigma \times c^2}{2} = \frac{10.52 \times 70.56^2}{2} = 36188.03 \text{ N / mm}^2$$

$$M_{rd} > M_{sd}$$

La platine est vérifiée.

Effort de traction par tige

$$F_{tsd} = \frac{N_t}{2} = \frac{825.78}{2} = 412.89 \text{ KN}.$$

A partir de F_{tsd} on tire les caractéristiques dimensionnelles de la tige.

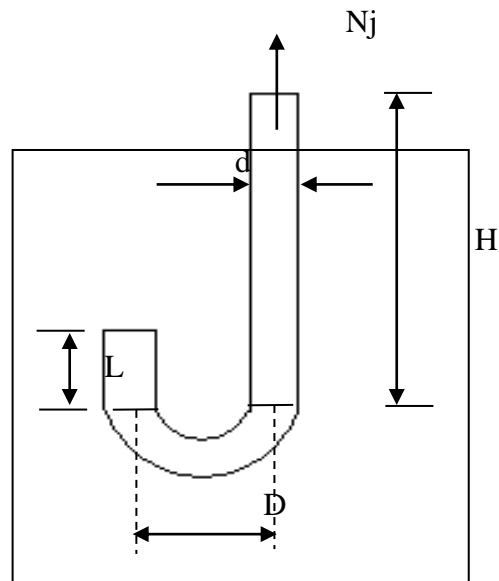
Vérification de l'adhérence N_j de la tige avec le béton :

$$d = 40 \text{ mm}, H = 800 \text{ mm}$$

$$D = 2r = 240 \text{ mm}, L = 80 \text{ mm}.$$

$$A_s = 9.85 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :



$$N_j > \pi \times \tau_s \times d \times (h + 2.7D + 4d + 3.5L) > F_t$$

$$N_j = 430.43 \text{KN} / \text{mm}^2 > 412.89 \text{KN} / \text{mm}^2$$

Vérification de la résistance de la tige d'encrage

On doit vérifier que

$$F_{rd} = 0.9 \times F_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{rd} = 470.87 \text{KN} > 412.89 \text{KN}$$

Vérification de la bêche

Si V_1 (effort tranchant) $< 0.3 \times N$ alors la bêche est inutile

$$V_1 = 825.58 \text{KN} < 0.3 \times 3035.36 \Rightarrow 825.58 < 910.60$$

Donc la bêche est inutile

Disposition constructive (Figure N02)

Pour les poteaux HEA 360, HEA 340, HEA 260, HEA 240 on a presque les mêmes efforts normaux (3128.6 KN et 3035.36 KN) donc on utilise les mêmes grains.

Vérification de la plaque d'assise

On note :

$$h_{s,eff} = \inf\left(h_s; \frac{N_c}{2.36\sigma_{es}b'_g} + 3.5t_s\right)$$

$$\sigma_{es} = 23.5daN / mm^2$$

$$N_c = 312800daN$$

$$b'_g = 150mm$$

$$t_s \geq \frac{1}{7} \left[\sqrt{(h_g'' - b_g'')^2 + \frac{4N_c}{K\sigma_{bc}}} - (h_g'' - b_g'') \right]$$

$$b_s \geq b_g'' + 3.5t_s$$

$$h_s \geq h_g'' + 3.5t_s$$

$$b_g'' = b'_g = 200mm$$

$$h_g'' = \frac{N_c}{2.36\sigma_{es}b'_g} = \frac{312860}{2.36 \times 23.5 \times 200} = 28.20mm$$

$$t_s \geq \frac{1}{7} \left[\sqrt{(28.20 - 200)^2 + \frac{4 \times 312860}{1.20 \times 25}} - (28.20 - 200) \right] = 49.10mm$$

on prend

$$t_s = 50mm$$

$$b_s \geq b_g'' + 3.5t_s = 200 + 3.5 \times 50 = 410mm$$

$$\text{on prend } b_s = 375mm$$

$$h_s \geq h_g'' + 3.5t_s = 28.20 + 3.5 \times 60 = 203.20mm$$

$$\text{on prend } h_s = 210mm$$

Dimension en plan des grains et soudures

$$N_c^2 + 3V^2 \leq h_g^2 b_g^2 \sigma_{eg}^2$$

$$\text{On doit avoir } N_c \leq \frac{1290}{E} h'_g b'_g \sigma'_{eg}$$

$$\left. \begin{aligned} N_c^2 + 3V^2 &= 10.13 \times 10^8 \\ h_g^2 b_g^2 \sigma_{eg}^2 &= 48.44 \times 10^8 \end{aligned} \right\} \text{verifier}$$

$$\left. \begin{aligned} N_c &= 3128.60daN \\ \frac{1290}{E} h'_g b'_g \sigma'_{eg} &= \frac{1290}{21000} 120 \times 200 \times 23.5^2 = 814174.28daN \end{aligned} \right\} \text{verifier}$$

Le cordon de soudure doit être:

$$a_g \geq \frac{K}{\sqrt{2}\sigma_{eg}} \max \left\{ \left(\frac{N_c}{h_g + b_g} + \frac{2M}{h_g b_g}; \sqrt{\left(\frac{N_c}{h_g + b_g} \right)^2 + \frac{3}{2} \left(\frac{V}{h_g} \right)^2} \right\}$$

$$M = \max \left\{ |V| t_g; N_c |0.5h'_g - 0.3t_g| \right\}$$

$$M = \max \{ 1242 \times 10^4; 19372500 \} = 19372500$$

$$a_g \geq \frac{1.20}{\sqrt{2} \times 23.5} \max \left\{ \left(\frac{23.5}{210+150} + \frac{2 \times 19372500}{210 \times 150}; \sqrt{\left(\frac{312860}{210+150} \right)^2 + \frac{3}{2} \left(\frac{248400}{150} \right)^2} \right\}$$

$$a_g \geq 73.54 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } a_g = 75 \text{ mm}$$

La boite de graine et ses soudures

$$t_v \geq \max \left\{ 20 \text{ mm}; \frac{V^*}{0.16 \times \sigma_{ev} b_g} \right\}$$

$$V^* = \max(248400 - 0.3 \times 430500; 0) = 0$$

$$t_v \geq \max \left\{ 20 \text{ mm}; \frac{119250}{0.16 \times 23.5 \times 250} \right\} \geq 20 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } t_v = 20 \text{ mm}$$

Vérification des la soudure

Les soudures doivent vérifier:

$$a_v \geq 1.22 \times \frac{KV^*}{b_g \sigma_{ev}} = 1.22 \times \frac{1.20 \times 20}{210 \times 23.5}$$

$$a_v \geq 10.41 \text{ mm} \rightarrow a_v = 12 \text{ mm}$$

Epaisseur graine et de la platine:

En l'absence de raidisseur d'âme du poteau, il faut que :

$$\begin{cases} N_c \leq 1.58 \frac{h_g}{b_g} (t_p + t_g)^2 \sigma_e \\ N_t \leq 0.79 \frac{h_g}{s} (t_p + t_g)^2 \sigma_e \end{cases}$$

$$a_g \geq 2.6 \frac{K}{\sigma_e} \frac{t_p t_g}{(t_p + t_g)^3} N$$

$$\sigma_e = \min(\sigma_{eg}; \sigma_{ep}) = 23.5 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$N = \max(N_c; N_t) = 312860 \text{ daN}$$

$$\begin{cases} N_c \leq 1.58 \frac{150}{210} (50 + 50)^2 \times 23.5 \\ N_t \leq 0.79 \frac{150}{350} (50 + 50)^2 \times 23.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_c = 312860 \leq 412780 \text{ daN} \\ N_t = 587.99 \leq 7956.28 \text{ daN} \end{cases}$$

$$a_g \geq 2.6 \frac{1.20}{23.5} \times \frac{50 \times 50}{(50 + 50)^3} \times 312860 = 4.14 \text{ mm}$$

on prend $a_g = 6 \text{ mm}$

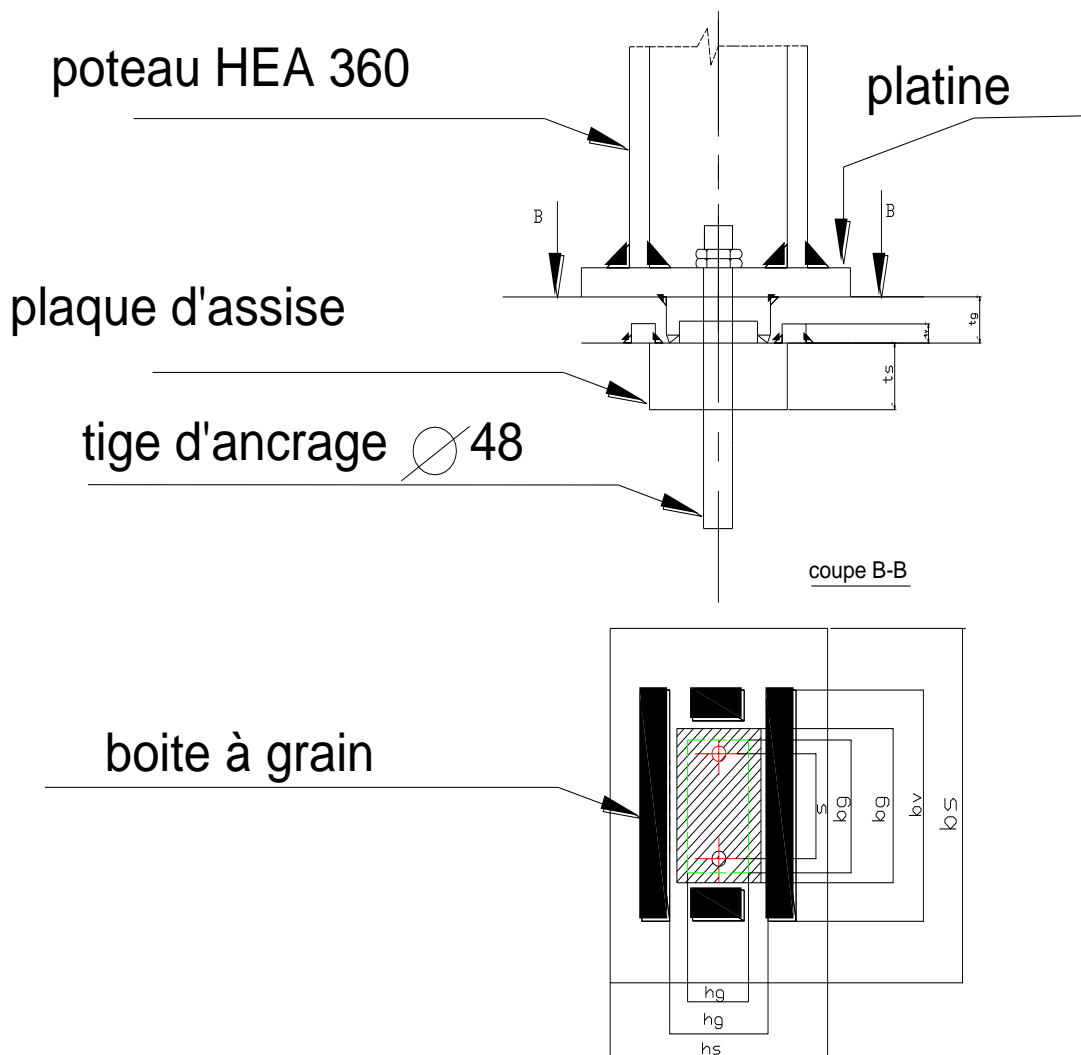


Figure N02

Conclusion

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenant dans différents niveaux soit :

- ❖ Au niveau de la conception (choix technologique, calcul).
- ❖ Au niveau de la production (plan d'exécution, choix des méthodes, fabrication, contrôle).
- ❖ Au niveau de la manutention (transport, levage, montage).

Cette expérience dans ce domaine nous a incités non seulement à connaître les méthodes de calcul et règlement, mais aussi à se documenter et rechercher à enrichir nos connaissances.

Le stage qu'on a effectué au sein de BATIMETAL nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la réalisation, et ce familiarisé avec le travail en groupe.

Ce travail a été aussi une occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calcul et de dessin; ces logiciels deviennent aujourd'hui une nécessité afin de réduire le temps d'étude et obtenir plus de précision ainsi que l'exécution avec la possibilité de modification très rapide.

Mais les apparitions de désordres dans les constructions métalliques, sont les conséquences d'erreurs qui peuvent se situer dans ces différents niveaux.

Les possibilités d'erreurs sont nombreuses et peuvent concerner tous les acteurs intervenant aux différents stades d'élaboration d'une structure.

En conclusion, les causes des désordres en construction métallique sont multiple et leurs conséquences de portées très variables. Il faut simplement retenir que tout les intervenant concernés (conception, calculs, dessins, assemblages,...) sont impliqués et responsables à leurs niveaux respectifs d'intervention et que la prudence doit rester de rigueur pour tous. La construction en acier reste un mode de construction séduisant, largement aussi sécurisant que les constructions en béton ou en bois.

BIBLIOGRAPHIE

1. **TITRE: DTR Règlement neige et vent RNV 99**
Edition : ISBN, Alger, 2000.
2. **TITRE: DTR règlement parasismiques algériennes RPA 99 version 2003.**
Edition : ISBN, Alger, 2004.
3. **AUTEUR : M. BELAZOUGI.**
TITRE: Calcul pratique des structures métalliques
Edition : OPU-CGS 1990.
4. **AUTEUR : JACQUES BROZZETI**
TITRE: EUROCODE 3 calcul des structures en acier.
Partie 1-1 Règle générale et règle pour les bâtiments
Edition : EYROLLES, paris, 1996.
5. **AUTEUR : Jean MOREL.**
TITRE: Calcul des structures métalliques selon L'EUROCODE 3.
Edition : EYROLLES, paris QUATRIEME TIRAGE, 1999.
6. **AUTEUR : Jean MOREL**
TITRE: Structures métalliques CM 66 additif 80-EUROCODE 3.
Partie 1-1 Règle générale et règle pour les bâtiments
Edition : EYROLLES, paris, 1995.
7. **TITRE: DTR -B.C-2.44 règles de conception et de calcul des structures en acier.**
Edition : OPU-CGS, 1997.
8. **AUTEUR : LAHLOU DAHMANI**
TITRE : Calcul des éléments résistance d'une construction métallique.
Edition : 2.03.5343
I.S.B.N :978.9961.0.1589.6