

Introduction Générale

En 2009, dans la Wilaya de Tipazaest né un projet visant la construction d'un stade avec des gradins en béton armé et une toiture en charpente métallique.

Ce projet nous a particulièrement intéressés, et nous l'avons défini comme thème de ce mémoire de fin d'étude. Ce dernier comportera le calcul et la conception des éléments principaux des gradins et de toiture, ainsi que l'étude dynamique et climatique de la structure afin d'évaluer son comportement face aux phénomènesvibratoires, tout en respectant les règlementsutilisés.

Notre travail est organisé comme suit :le premier chapitre est réservé à la présentation du projet dans ces différents aspects.

Le deuxième chapitre contiendra l'étude climatique de la toiture. Ce chapitre a pour but la détermination de différentes sollicitations agissantes sur la structure produites par la neige et le vent. Le règlement utilisé est le **DTR Algérien (RNV2013)**.

Le troisième chapitre contiendra le calcul du pré-dimensionnement des éléments principaux constituant le bloc de gradin.Ce travail se fera conformément au **BAEL91**, et vérifié selon le **RPA99 version 2003**.Et ceci respectivement pour la toiture métallique étudiée, un pré-dimensionnement des pannes et d'échantignolle sera fait.

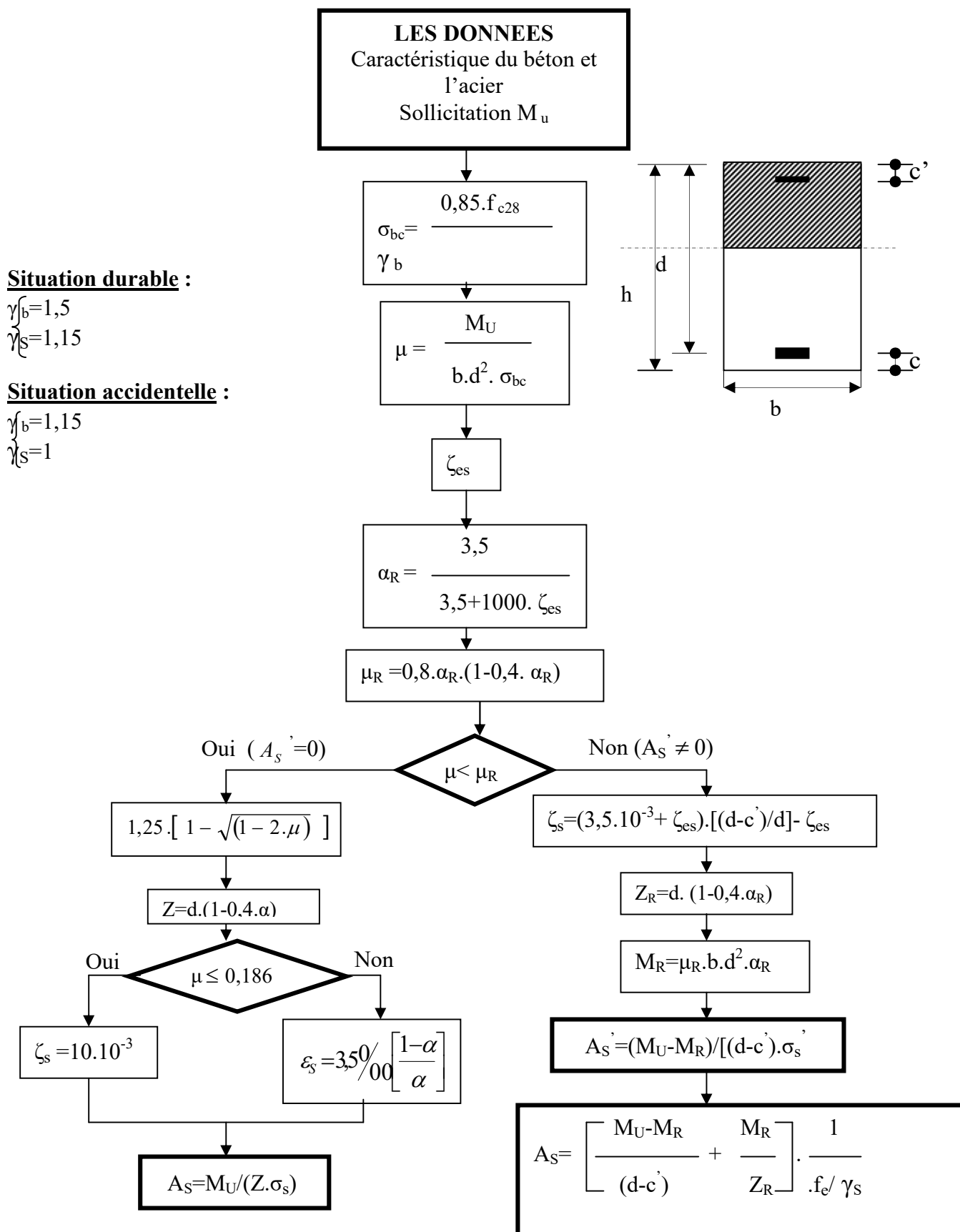
Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique faite par **ROBOT2019**, cela doit être conforme à l'**RPA99** surtout au séisme.

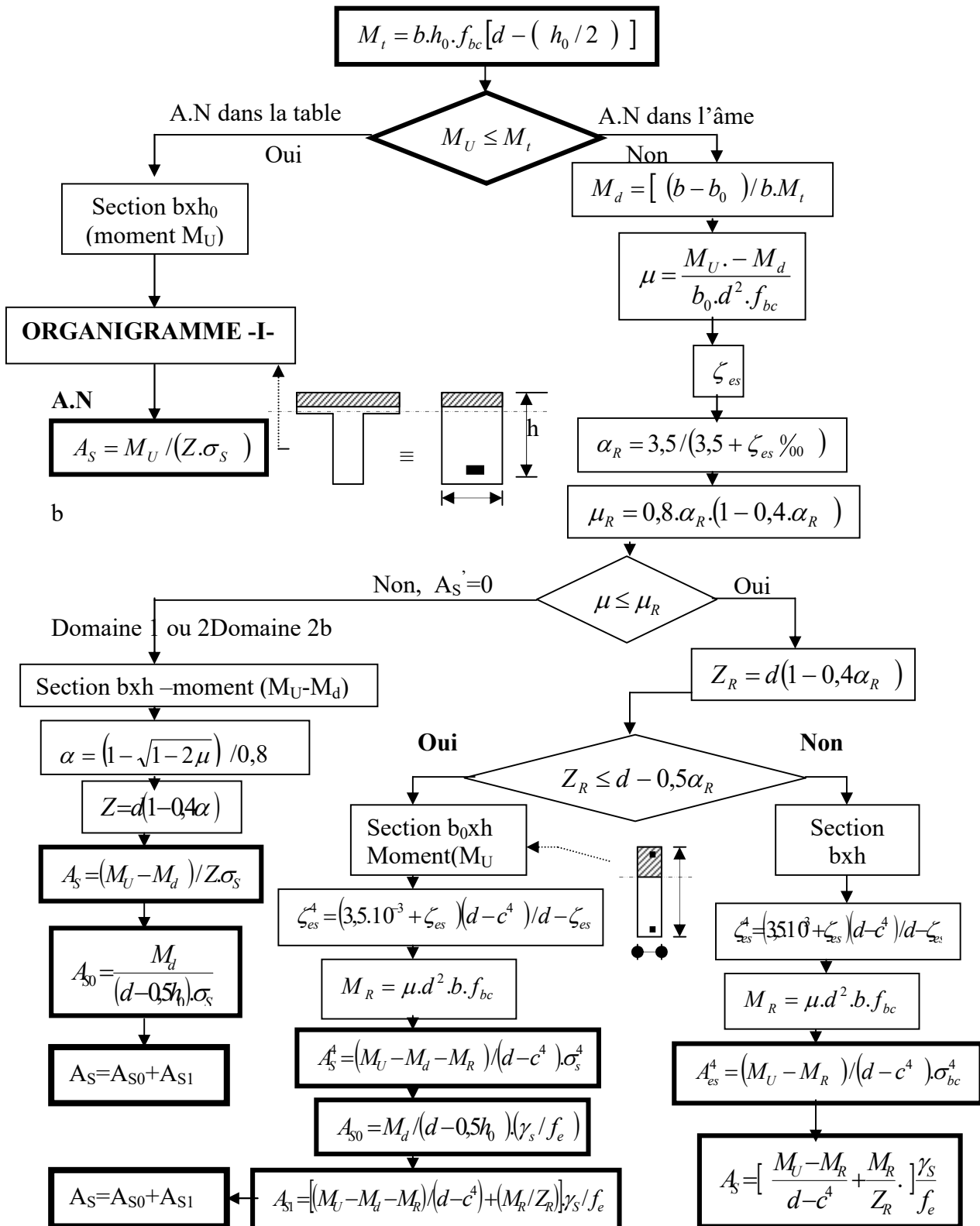
Le cinquième chapitre sera consacré à l'exploitationdes résultats obtenus lors de la modélisation de la toiture métallique, qui nous serviront par la suite àvérifier les différents éléments constituantsla toiture. Le règlement utilisé est le**CCM 97**.

Le sixième chapitre comporte l'assemblage de profilés constituant la toiture qui seront dans notre cas liées entres eux par boulonnage et soudage, réalisé avec **ROBOT2019** et **IDEA STATICA**.

Le septième, huitième, neuvième et dixième chapitre sera consacré au ferrailage des poteaux, poutres, dalles pleines et voiles. Ce dernier, devra être conforme aux règlements du**BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

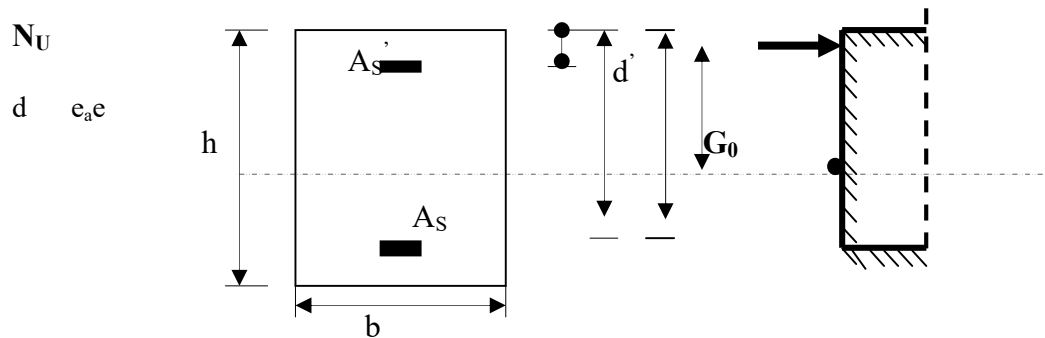
Le onzième chapitre contiendra l'étude et le choix de fondation.

ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES
 B, h, d, σ_{bc} , e, N_U , M_U

$N_U = M_U / e$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Decision: $\psi_1 \leq 0,81$

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Decision: $e \leq e_{NC}$

Decision: $\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée **E . L . U**
 Non atteint % minimal d'armatures $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

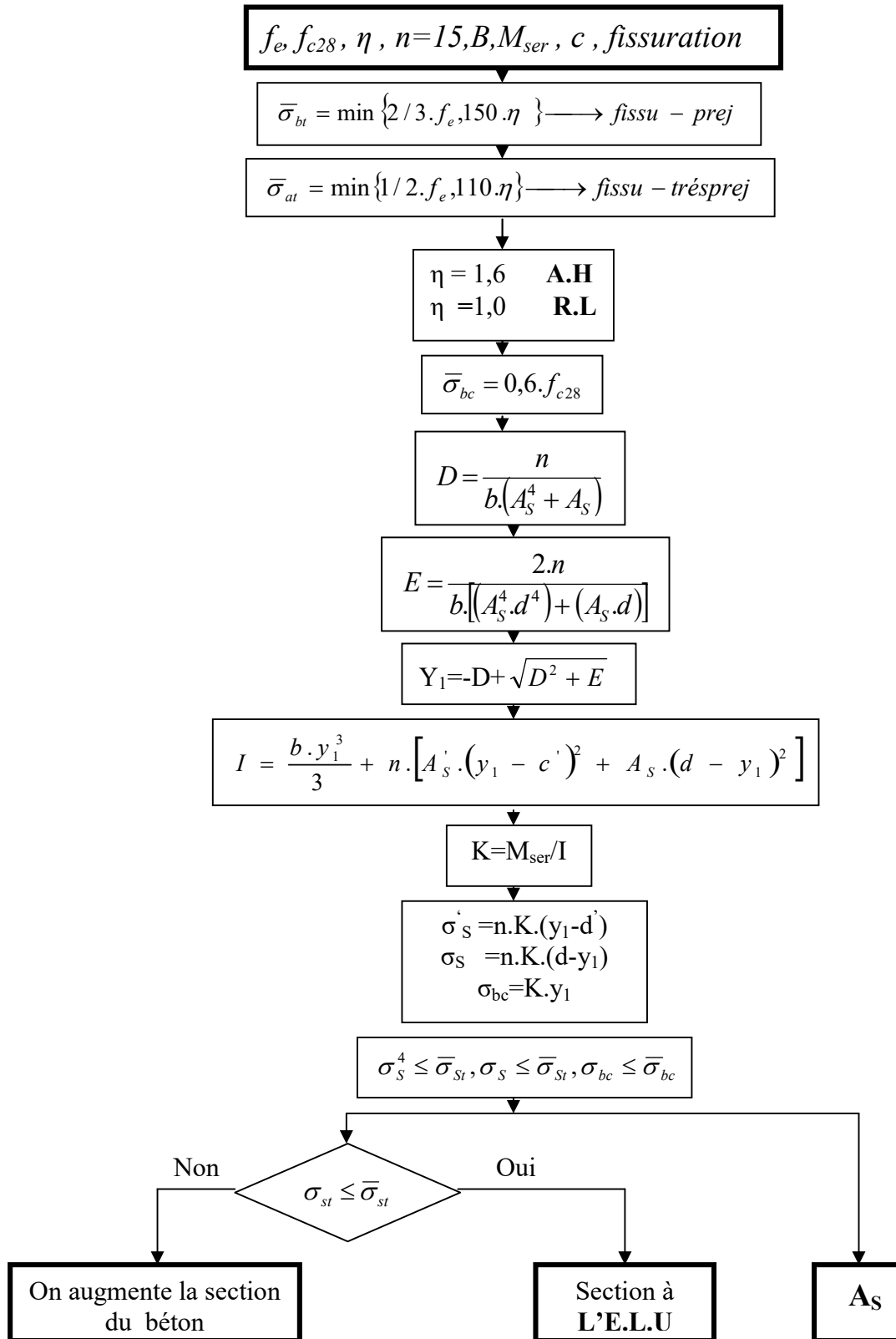
Section partiellement comprimée **E . L . U**
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

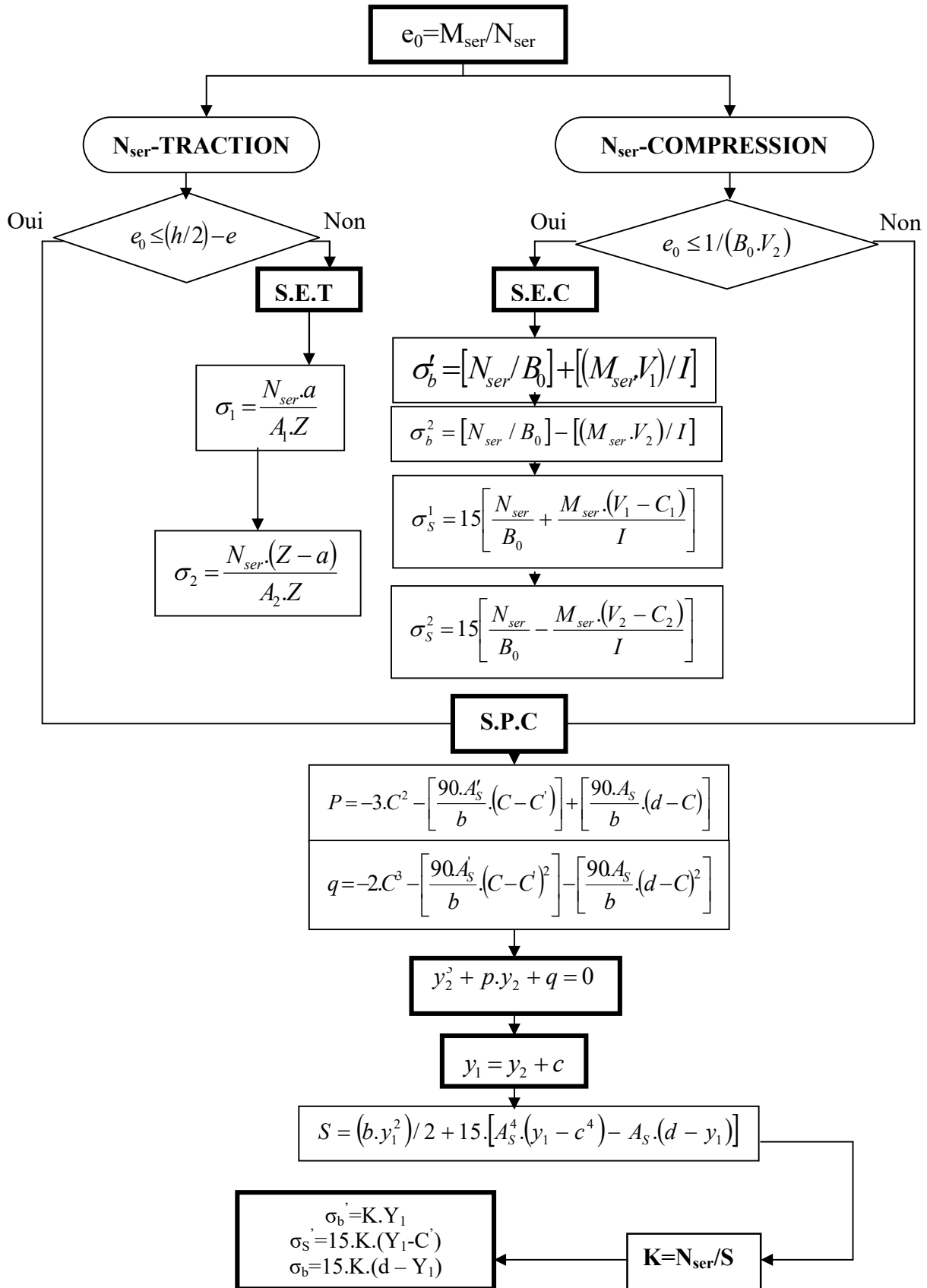
Oui
 $A_s' = 0$
 $A_s = 0$

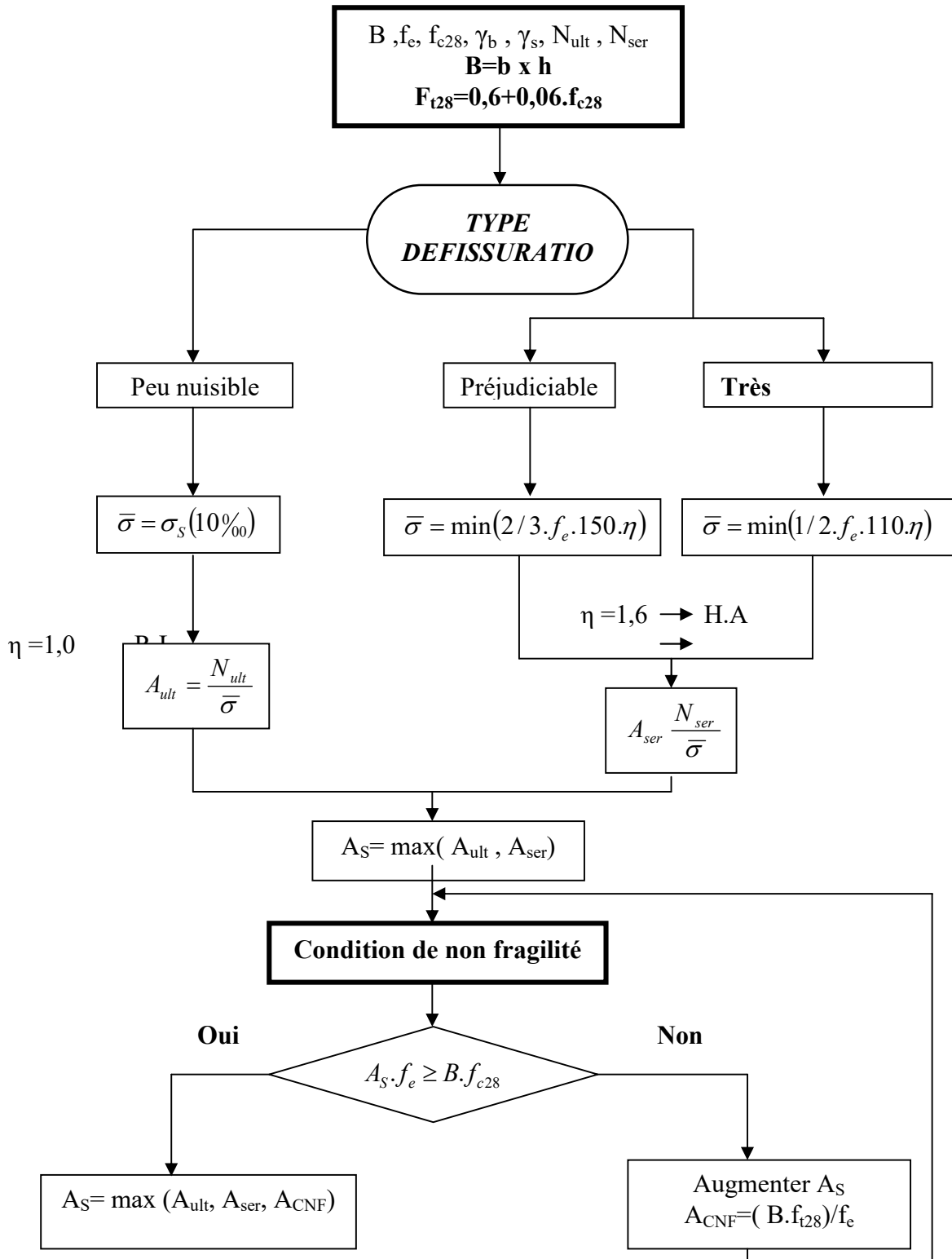
Non
 $A_s' \neq 0$
 $A_s \neq 0$

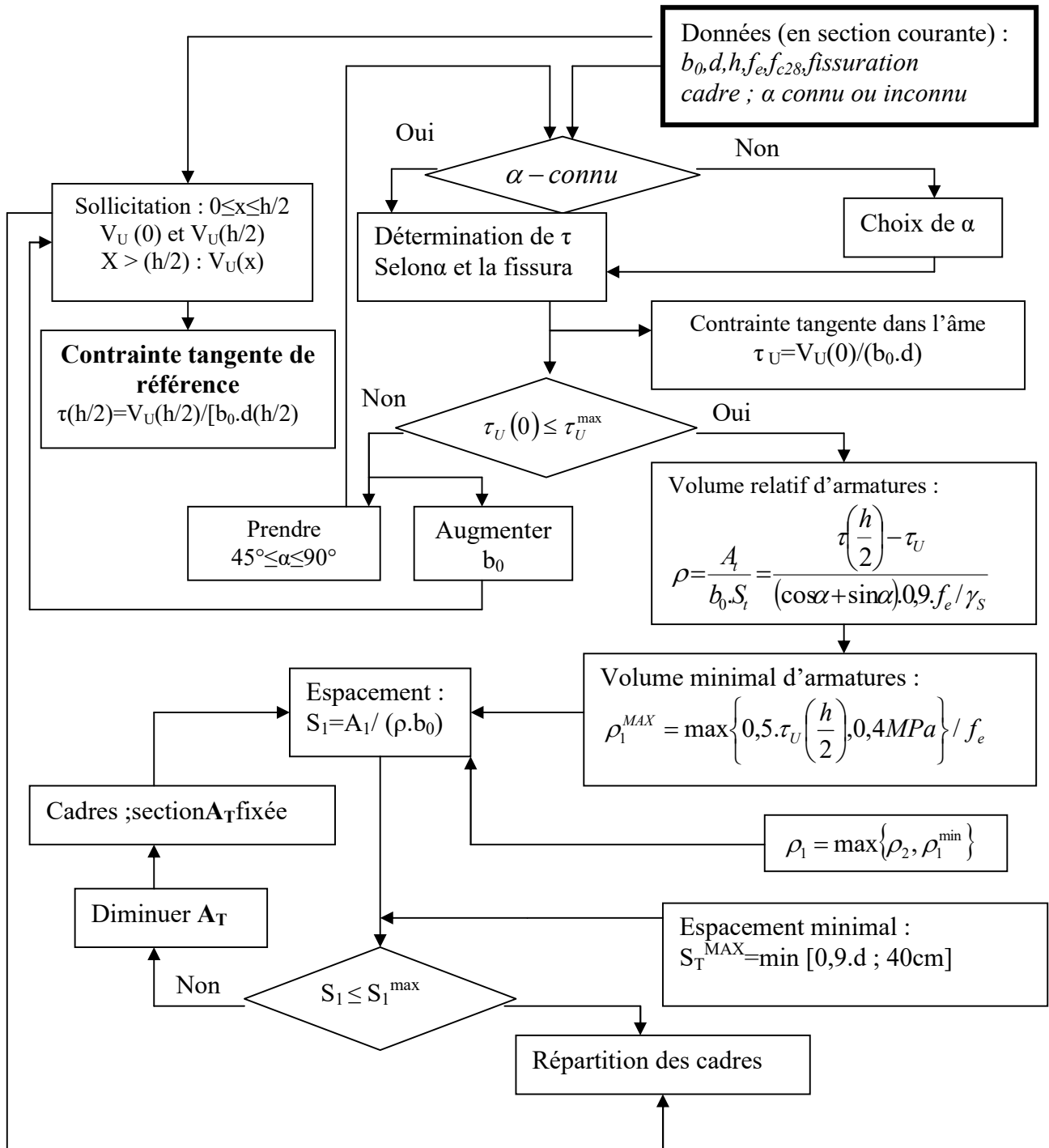
Decision: $X > 0$

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

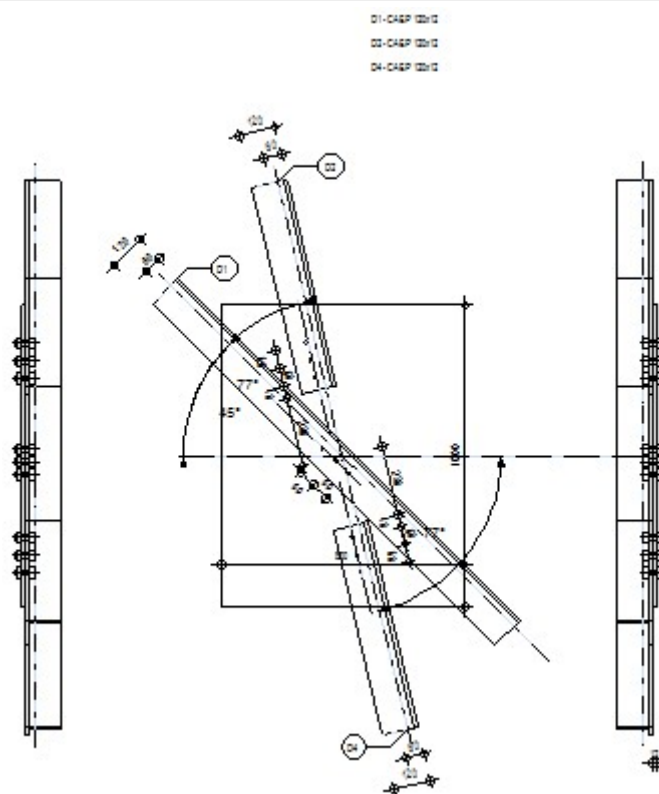
ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,07

GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1480
 Barres de la structure: 1054, 25, 1054, 55,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4	
Barre N°:		1054	25		55	
Profilé:		CAEP 120x12	CAEP 120x12		CAEP 120x12	
Matériau:		ACIER E36	ACIER E36		ACIER E36	
	f_y	355,00	355,00		355,00	MPa
	f_u	495,00	495,00		495,00	MPa
Angle	α	45,0	103,3		103,3	Deg
Longueur	l	0,00	0,00		0,00	m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 230$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 230$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 1000$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 12$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; 0)

$e_v = 500$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 400$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 8: 1.35G+1.5V (1+2)*1.35+5*1.50

$N_{b1,Ed} = -23,68$	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} = -23,24$	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} = -20,11$	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} = -26,71$	[kN]	Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -1,19$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = -0,77$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 1,42$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 131,22$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 174,96$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$-1,19 < 131,22$	vérifié (0,01)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$-0,77 < 174,96$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$1,42 < 146,57$	vérifié (0,01)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 537,59$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 879,90$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$-3,57 < 537,59$	vérifié (0,01)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$-3,57 < 879,90$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 389,35$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -3,57 < 389,35$	vérifié (0,01)

BARRE 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -7,75$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = -5,04$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 9,24$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 131,22$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 174,96$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$-7,75 < 131,22$	vérifié (0,06)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$-5,04 < 174,96$	vérifié (0,03)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$9,24 < 146,57$	vérifié (0,06)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 537,59$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 879,90$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$-23,24 < 537,59$	vérifié (0,04)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$-23,24 < 879,90$	vérifié (0,03)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 389,35$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -23,24 < 389,35$	vérifié (0,06)

BARRE 4

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -8,90$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial
$F_{z,Ed} = -5,80$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -8,90$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{Ed} = 10,62$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 131,22$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 174,96$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-8,90 < 131,22$	vérifié	(0,07)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$-5,80 < 174,96$	vérifié	(0,03)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$10,62 < 146,57$	vérifié	(0,07)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 537,59$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 879,90$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[3.10.3]
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$-26,71 < 537,59$	vérifié	(0,05)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$-26,71 < 879,90$	vérifié	(0,03)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 389,35$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -26,71 < 389,35$	vérifié	(0,07)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,07



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

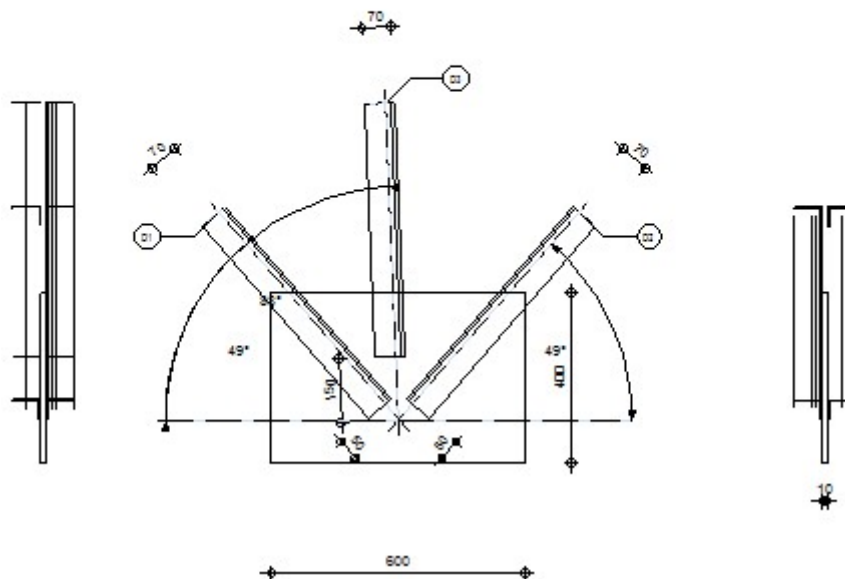
OK

Ratio
0,10

D1 - 2 CAEP 70x7

D2 - 2 CAEP 70x7

D3 - 2 CAEP 70x7



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure: 8
 Barres de la structure: 52, 53, 38,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3		
Barre N° :		52	53	38		
Profilé :		2 CAEP 70x7	2 CAEP 70x7	2 CAEP 70x7		
Matériau :		ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36		
	f_y	355,00	355,00	355,00		MPa
	f_u	495,00	495,00	495,00		MPa
Angle	α	-49,1	49,1	87,7		Deg
Longueur	l	2,40	1,79	2,19		m

SOUDURES

Soudures des barres

Barre 1

$l_1 = 100$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
 $l_2 = 41$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
 $a = 7$ [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
 $b = 7$ [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 2

$l_1 = 100$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
 $l_2 = 41$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
 $a = 7$ [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
 $b = 7$ [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 3

$l_1 = 100$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
 $l_2 = 41$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
 $a = 7$ [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
 $b = 7$ [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

GOUSSET

$l_p = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 400$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;100)

$e_v = 100$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 300$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 7: 1.35G+1.5N (1+2) *1.35+4*1.50

$N_{b1,Ed} =$	-53,61	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	59,61	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	-21,39	[kN]	Effort axial

RESULTATS**BARRE 1****VERIFICATION DES SOUDURES**

$\tau =$	20,39	[MPa]	Contrainte résultante		
$\tau \leq f_{vwd}$	20,39	<	220,07	vérifié	(0,09)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{pl,Rd} =$	333,70	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 6.1]	
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-26,80	<	333,70	vérifié	(0,08)

BARRE 2**VERIFICATION DES SOUDURES**

$\tau =$	22,67	[MPa]	Contrainte résultante		
$\tau \leq f_{vwd}$	22,67	<	220,07	vérifié	(0,10)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{pl,Rd} =$	333,70	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 6.1]	
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	29,80	<	333,70	vérifié	(0,09)

BARRE 3**VERIFICATION DES SOUDURES**

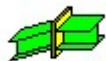
$\tau =$	8,14	[MPa]	Contrainte résultante		
$\tau \leq f_{vwd}$	8,14	<	220,07	vérifié	(0,04)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{pl,Rd} =$	333,70	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 6.1]	
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-10,70	<	333,70	vérifié	(0,03)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,10

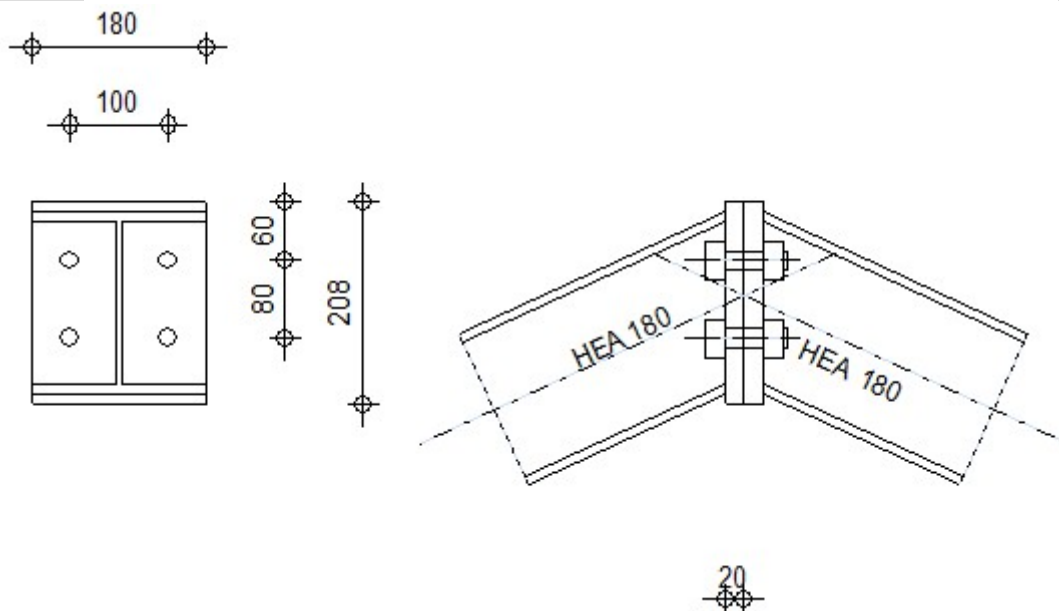


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,83

GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 11
 Barres de la structure: 12, 1089

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEA 180
 Barre N°: 12
 $\alpha = -155,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E36
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEA 180
 Barre N°: 1089
 $\alpha = -24,6$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E36
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

d =	20 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
F _{t,Rd} =	211,68 [kN]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	2	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	2	Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	60 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e _i =	100 [mm]	
Entraxe p _i =	80 [mm]	

PLATINE

h _{pr} =	208 [mm]	Hauteur de la platine
b _{pr} =	180 [mm]	Largeur de la platine
t _{pr} =	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28	
f _{yp,r} =	275,00 [MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a _w =	7 [mm]	Soudure âme
a _f =	7 [mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M3} =	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 8: 1.35G+1.5V (1+2) *1.35+5*1.50

M _{b1,Ed} =	-15,63 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
V _{b1,Ed} =	152,40 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
N _{b1,Ed} =	374,05 [kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

N _{tb,Rd} =	1606,38 [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
V _{cb,Rd} =	296,58 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
V _{b1,Ed} / V _{cb,Rd} ≤ 1,0	0,51 < 1,00	vérifié	(0,51)
M _{b,pl,Rd} =	115,32 [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
M _{cb,Rd} =	115,32 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
M _{Vb,Rd} =	115,32 [kN*m]	Résistance réduite (cisaillement) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.8.(5)]
M _{Nb,Rd} =	115,23 [kN*m]	Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.10.(3)]
F _{c,fb,Rd} =	714,03 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	125	371,85	-	-	371,85	482,98	423,36	732,87
2	45	292,09	-	-	379,95	507,80	423,36	732,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{ij,Rd}$$

N _{j,Rd} =	663,94 [kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
---------------------	-------------	------------------------------------------	-------

N _{b1,Ed} / N _{j,Rd} ≤ 1,0	0,56 < 1,00	vérifié	(0,56)
----------------------------------------------	-------------	----------------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	125	371,85	-	-	371,85	482,98	423,36	732,87
2	45	292,09	-	-	379,95	507,80	423,36	732,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 59,48 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,83 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,83)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 388,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,39 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 136,71 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 184,63 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,48)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 68,36 < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,83



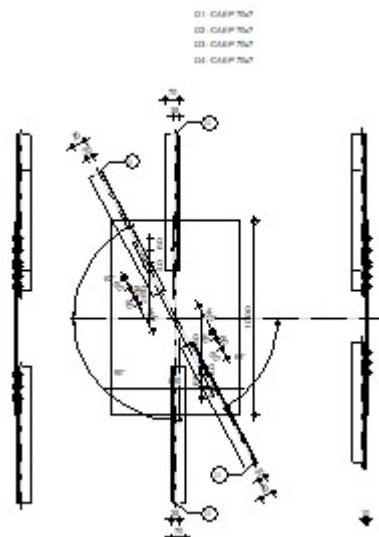
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,12



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 31
 Barres de la structure: 55, 1, 11, 3,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N°:		55	1	11	3		
Profilé:		CAEP 70x7	CAEP 70x7	CAEP 70x7	CAEP 70x7		
Matériau:		ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36		
	f_y	355,00	355,00	355,00	355,00		MPa
	f_u	495,00	495,00	495,00	495,00		MPa
Angle	α	61,9	90,0	61,9	90,0		Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	0,00		m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 12 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 150 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 12 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 250 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 12 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 150 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	12	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	13	[mm]	Diamètre du trou de boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]			
e ₁ =	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	35	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	250	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	660	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	1000	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	0	[mm]	Grugeage
v ₁ =	0	[mm]	Grugeage
h ₂ =	0	[mm]	Grugeage
v ₂ =	0	[mm]	Grugeage
h ₃ =	0	[mm]	Grugeage
v ₃ =	0	[mm]	Grugeage
h ₄ =	0	[mm]	Grugeage
v ₄ =	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

e _v =	500	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	330	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

f _y =	275,00	[MPa]	Résistance
------------------	--------	-------	------------

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 32: G+Q-1.25Ex (1+2)*1.00+3*1.50+43*-1.25

N _{b1,Ed} =	3,46	[kN]	Effort axial
N _{b2,Ed} =	14,30	[kN]	Effort axial
N _{b3,Ed} =	3,39	[kN]	Effort axial
N _{b4,Ed} =	14,24	[kN]	Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

F _{x,Ed} =	1,15	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
F _{z,Ed} =	0,44	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
F _{Ed} =	1,23	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
F _{Rdx} =	83,16	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
F _{Rdz} =	74,63	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
F _{x,Ed} ≤ F _{Rdx}	1,15 < 83,16		vérifié	(0,01)
F _{z,Ed} ≤ F _{Rdz}	0,44 < 74,63		vérifié	(0,01)
F _{Ed} ≤ F _{vRd}	1,23 < 43,43		vérifié	(0,03)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

N _{u,Rd} =	225,00	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
---------------------	--------	------	------------------------------------------	----------

$N_{u,Rd} = 225,00$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 300,33$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$3,46 < 225,00$	vérifié (0,02)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$3,46 < 300,33$	vérifié (0,01)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 222,43$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 3,46 < 222,43$	vérifié (0,02)

BARRE 2**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

$F_{x,Ed} = 4,77$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 1,82$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 5,10$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 83,16$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 74,63$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$4,77 < 83,16$	vérifié (0,06)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$1,82 < 74,63$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$5,10 < 43,43$	vérifié (0,12)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 225,00$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 300,33$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$14,30 < 225,00$	vérifié (0,06)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$14,30 < 300,33$	vérifié (0,05)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 222,43$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 14,30 < 222,43$	vérifié (0,06)

BARRE 3**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

$F_{x,Ed} = 1,13$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 0,43$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 1,21$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 83,16$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 74,63$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$1,13 < 83,16$	vérifié (0,01)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$0,43 < 74,63$	vérifié (0,01)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$1,21 < 43,43$	vérifié (0,03)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 225,00$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 300,33$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$3,39 < 225,00$	vérifié (0,02)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$3,39 < 300,33$	vérifié (0,01)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 222,43$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 3,39 < 222,43$	vérifié (0,02)

BARRE 4**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

$F_{x,Ed} = 4,75$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 1,81$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 5,08$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 83,16$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 74,63$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$4,75 < 83,16$	vérifié	(0,06)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$1,81 < 74,63$	vérifié	(0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,08 < 43,43$	vérifié	(0,12)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 225,00$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 300,33$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[3.10.3]
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$14,24 < 225,00$	vérifié	(0,06)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$14,24 < 300,33$	vérifié	(0,05)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 222,43$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 14,24 < 222,43$	vérifié	(0,06)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,12



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

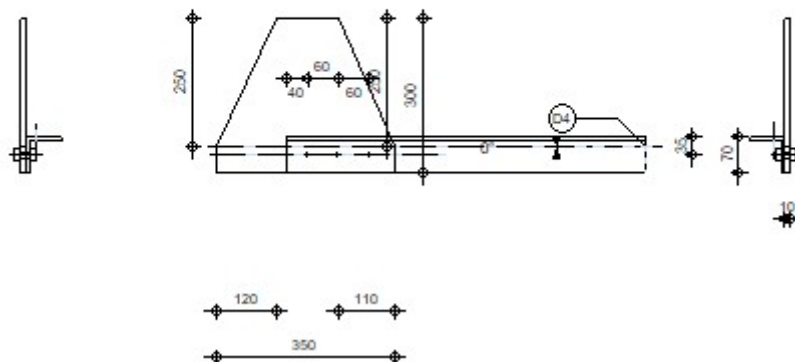
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,03

D4 - CAEP 70x7



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple
 Noeud de la structure: 1180
 Barres de la structure: 11,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 4					
Barre N° :		11					
Profilé :		CAEP 70x7					
Matériau :		ACIER E36					
	f_y	355,00					MPa
	f_u	495,00					MPa
Angle	α	0,0					Deg
Longueur	l	0,00					m

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8

Classe du boulon

d = 12 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon

f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 0 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 7 [mm] Bord b

GOUSSET

l_p = 350 [mm] Longueur de la platine

h_p = 300 [mm] Hauteur de la platine

t_p = 10 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 120 [mm] Grugeage

v₁ = 250 [mm] Grugeage

h₂ = 110 [mm] Grugeage

v₂ = 250 [mm] Grugeage

h₃ = 0 [mm] Grugeage

v₃ = 0 [mm] Grugeage

h₄ = 0 [mm] Grugeage

v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(177;125)

e_v = 50 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

e_H = 140 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

f_y = 275,00 [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 32: G+Q-1.25Ex (1+2)*1.00+3*1.50+43*-1.25

N_{b4,Ed} = 3,39 [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

$F_{x,Ed} = 1,13$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 0,43$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 1,21$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 83,16$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 74,63$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$1,13 < 83,16$	vérifié	(0,01)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0,43 < 74,63$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$1,21 < 43,43$	vérifié	(0,03)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 225,00$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 300,33$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[3.10.3]
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$3,39 < 225,00$	vérifié	(0,02)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$3,39 < 300,33$	vérifié	(0,01)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 222,43$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 3,39 < 222,43$	vérifié	(0,02)

ATTACHE GOUSSET**Soudure horizontale****VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE**

$\sigma_{\perp} = 0,42$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure		
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 0,42 < 291,60$	vérifié	(0,00)
$\tau_{\perp} = 0,42$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		
$\tau_{\parallel} = 0,69$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$1,46 < 381,18$	vérifié	(0,00)

Soudure verticale

$\sigma_{\perp} = 0,57$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure		
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 0,57 < 291,60$	vérifié	(0,00)
$\tau_{\perp} = 0,57$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		
$\tau_{\parallel} = 0,81$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$1,81 < 381,18$	vérifié	(0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,03

I. Présentation du projet

I.1. Présentation de la structure

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une tribune d'un stade implanté à la commune de **KOLEA**, wilaya de **TIPAZA**.

L'ouvrage sera implanté (W. **TIPAZA**), qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone **III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 /version 2003).

L'étude géotechnique a fait ressortir une contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2,50$ bars avec un ancrage de 2,00 mètres par rapport au terrain naturel.

L'objet de notre projet est l'étude de :

- Des gradins en béton armé de 4000 places
- Une toiture tout autour des gradins en charpente métallique de forme courbé

Le gradin est en succession de plateaux de hauteur croissante en béton armée avec des chaises pour les supporteurs. Avec un Rez-de chaussée à usage multifonctionnel, le premier niveau à usage bureaux.

La toiture est en tôle reposante sur des pannes ces dernières s'appuient simplement sur des poutres en treillis tridimensionnelles triangulaires de portée de 19,55m sous forme de console. La poutre courbée en treillis sera encastrés à la base avec un poteau en béton armé appartient à la structure du gradin qui transmettra toutes les efforts jusqu'à sa base.



Figure I.1.Photo 3D du stade.

I.2. Dimensions de la structure

- La structure a une forme rectiligne, en plan de dimension : 24 m × 21,90 m
- Hauteur maximal de la structure se trouve au niveau de la toiture : 21 mètre
- Terrain de jeux en gazon : 100 m × 63 m
- La toiture courbée sera en charpente métallique : 661,74 m²

I.2.1 Différents plans et vues

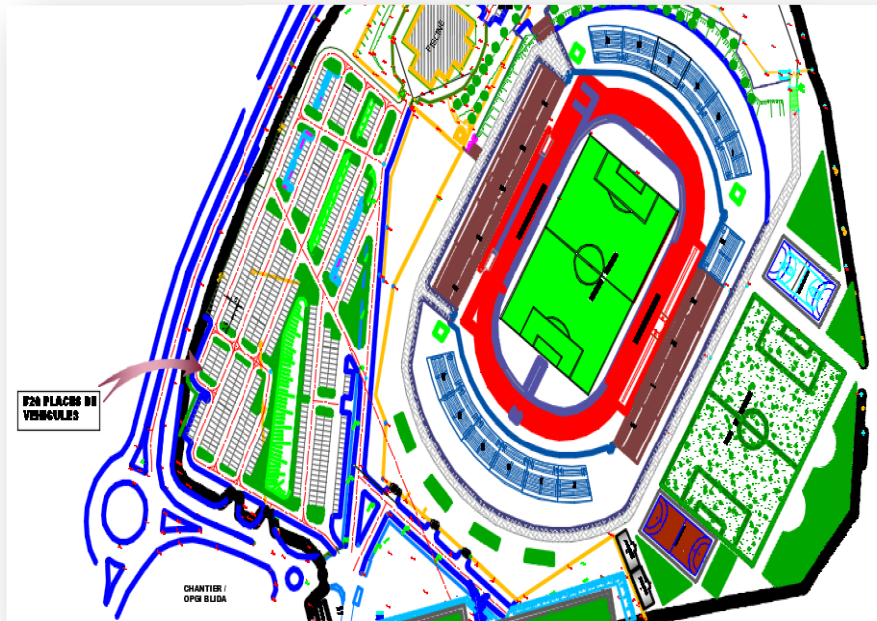


Figure I.2. Plan de situation.

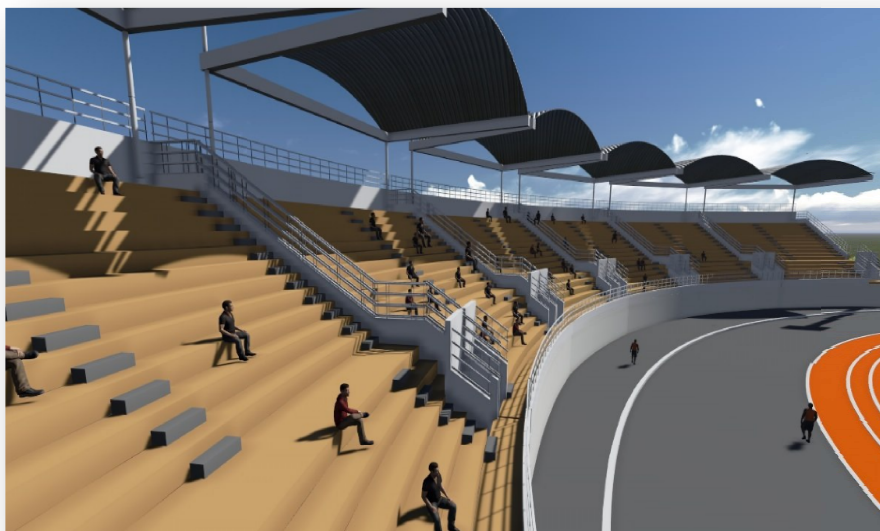


Figure I.3. Vue intérieur 3D.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous allons uniquement calculer les éléments résistants d'un des modules rectilignes spécialement le bloc O

I.3. Caractéristiques géométriques du bloc O

Le bloc 'O' se situe à la tribune Sud, avec 4 trames comme le montre la figure ci-dessous :

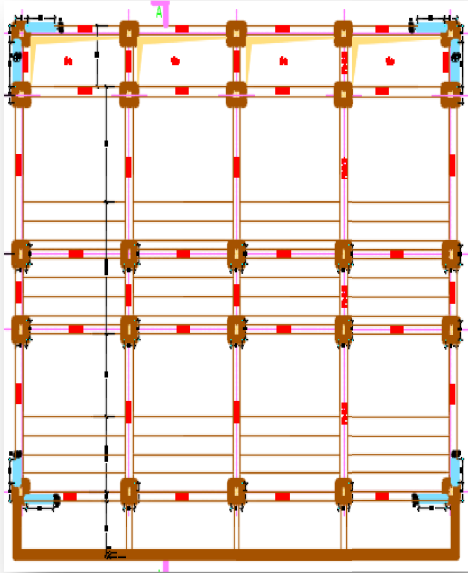


Figure I.4. Vue en plan du Bloc 'O'

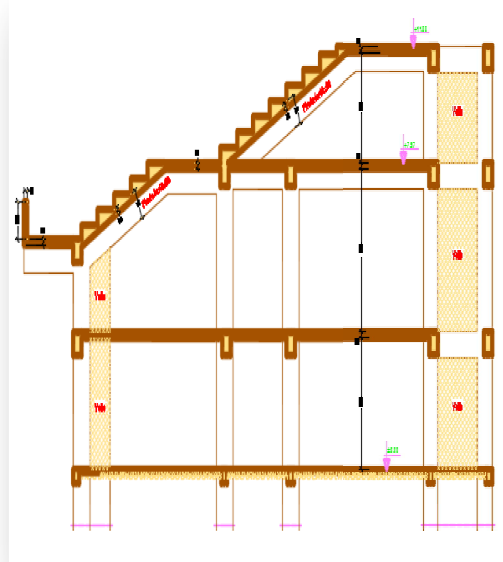


Figure I.5. Coupe transversale du Bloc 'O'.

I.3.1. Dimensions en plan

- Longueur : 24 m
- Largeur : 21,90m

I.3.2. Dimensions en élévation

- Hauteur totale = 21 m
- Hauteur RDC : 3,57 0m
- Hauteur du 1er : 7,97 m

I.4. Règlements utilisés

Pour cette étude, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- L'étude climatique se fait suivant le règlement Algérien neige et vent 2013 (RNVA2013)
- L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97, L'Eurocode3, CBA93& BAEL 91 modifié 99
- L'étude sismique se fait suivant règlement parasismique algérienne RPA 99 version 2003

I.5. Les matériaux utilisés

I.5.1. Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m³ de béton est :

- 350 Kg de ciment CPA,
- 400 lde sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$,
- 800 lde gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$,
- 175 ld'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ kN/m}$

b. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Résistance à la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow$ $f_{cj} = 0,685$ $f_{c28} \log(j+1)$	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	Instantané	différé	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$
$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$		$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$	
$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_c$ 28 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$		$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	$E_{ij} = 10721,40 \text{ MPa}$	$\nu = 0,2$

Tableau I.1. Propriétés mécaniques du béton.

c. Les contraintes limites de calcul

Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de

la quelle il y a ruine de l'ouvrage. $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

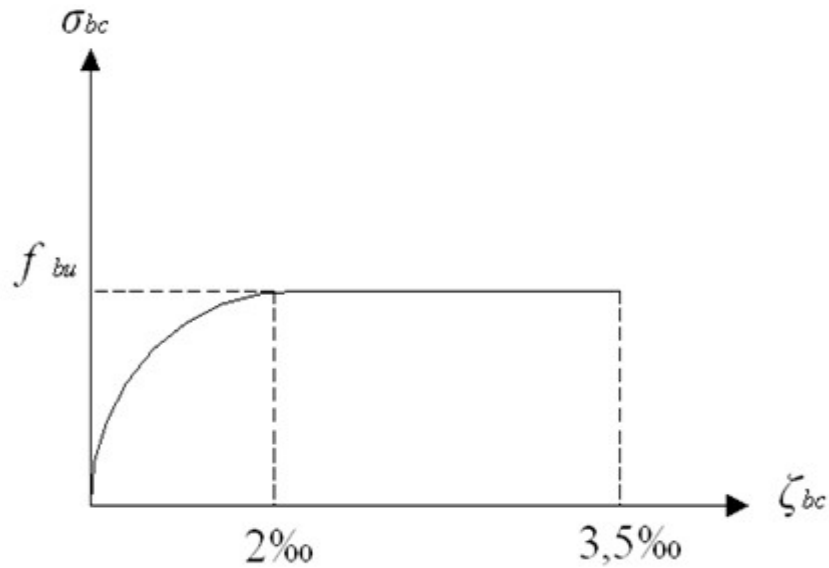


Figure I.6. diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15MPa$

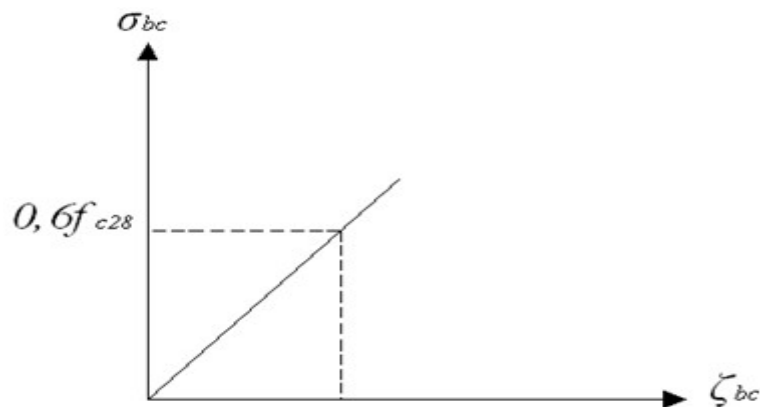


Figure I.7. Diagramme contrainte- déformation à l'ELS.

I.5.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	$FeE = 22 (f_e = 215 \text{ MPa}) ;$ $FeE = 24 (f_e = 235 \text{ MPa})$	$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$
Barres a hautes adhérences	$f_e = 400 \text{ MPa}$	
Treillis soudés (TS)	$f_e = 520 \text{ MPa}$	

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier.

a) Les contraintes limite de calcul

- Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

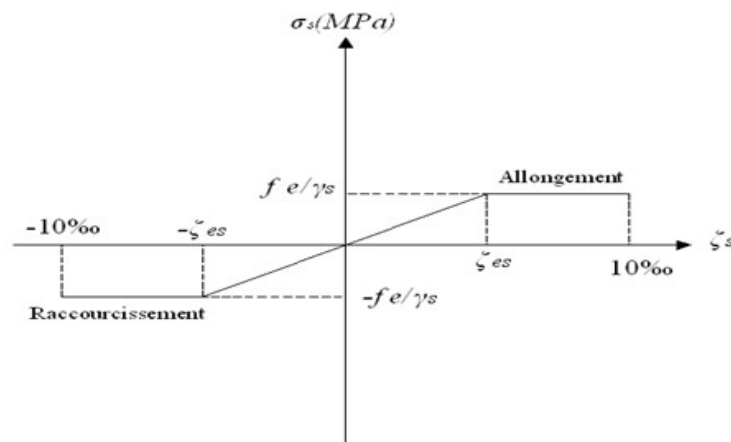


Figure I.8. Diagramme déformation acier ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_{es} : Déformation (allongement) relative de l'acier

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74 \text{‰}$

- Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

I.6 Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée " σ_s ", est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Acier rond lisse $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} \quad \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} \quad \textit{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

Acier à haute adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{MPa} \quad \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} \quad \textit{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

II. Etude climatique

II.1. Introduction

Le vent est une surcharge climatique qui peut causer en cas de grande vitesse de grands endommagements, il correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement les structures restantes caractérisées par leur période propre fondamentale.

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur la structure produite par la charge de neige d'un côté, et les efforts dynamiques dues au vent. Le règlement utilisé est le DTR Algérien (DTR 2013).

II.2. Présentation de l'ouvrage

- hauteur totale (du sol) H :21 m.
- hauteur de la couverture seule H : 10 m.
- Longueur b:24 m.
- Largeur d: 20 m.
- Toiture incliné a un versant ($\alpha = 10^\circ$)

II.3. Caractéristiques géométriques de la couverture

$h=10\text{ m}$; $L=24\text{m}$; $b=20\text{m}$

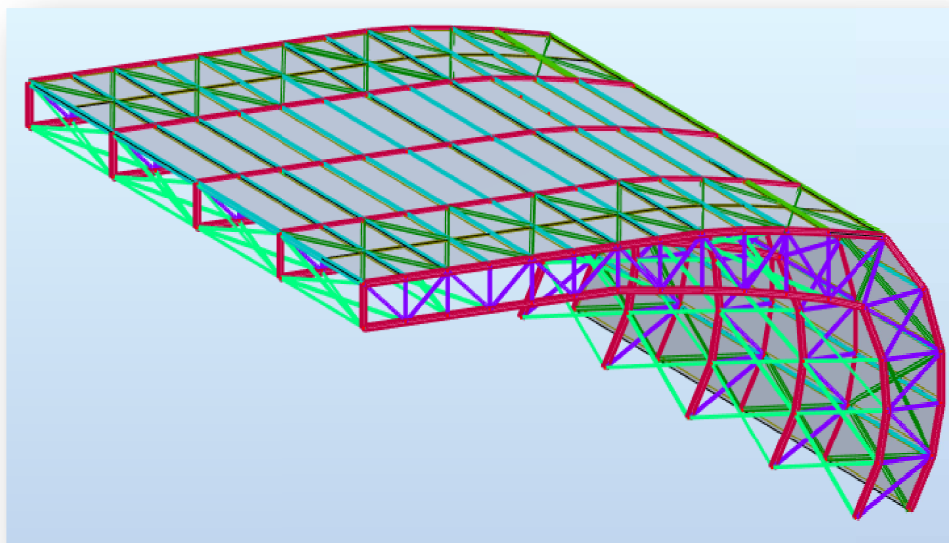


Figure II.1. Vue générale de la Toiture.

II.4. Surcharges de neige

II.4.1. Charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. Notre construction est située à *Koléa (Wilaya De Tipaza)*, donc c'est la zone B de neige.[4]

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} [4]$$

$$S_k = 0,164 \text{ Kn/m}^2$$

Avec : H = 160 m et H : est l'altitude.

II.4.2. La charge de la neige sur la toiture

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

$$S = \mu \times S_k [4]$$

Avec μ : Coefficient de forme

Toiture à un versant

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \text{Avec } \alpha = 10^\circ \mu = 0,8. [4]$$

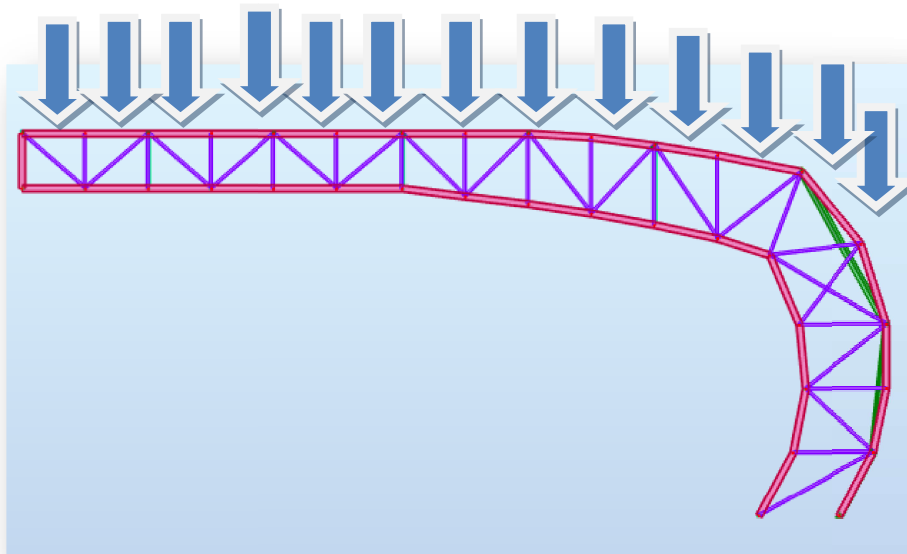


Figure. II.2. Distribution des surcharges de neige sur la couverture.

Donc la charge de neige sur la toiture est de :

$$S = 0,164 \times 0,8$$

$$S = 0,13 \text{ Kn/m}^2$$

II.5. Surcharges de vent

Il s'agit de déterminer les actions de vent s'exerçant sur la couverture.

La couverture appartient à la catégorie III du terrain (zone industrielle) et a la zone I selon les zones du vent.

Sens V1 du vent: h=10 m ; b=24m ; Sens V2 du vent: h=10 m ; b=20m

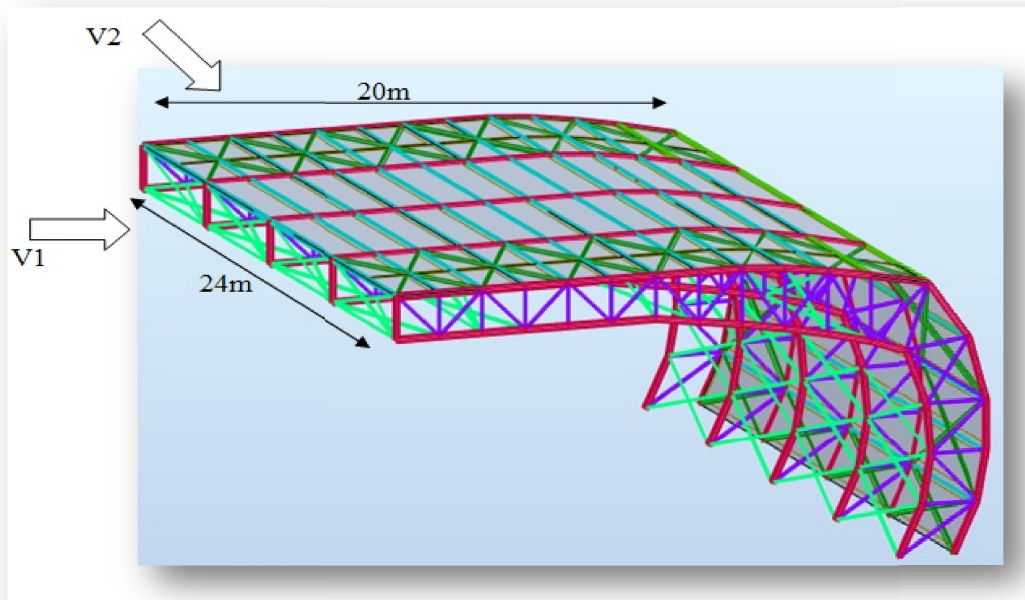


Figure II.3. Vue générale de la couverture avec toutes directions de vent.

II.5.1. Détermination de la pression aérodynamique

Si les deux faces de la paroi sont extérieures (cas d'éléments isolés tels que toiture isolées, balcons .etc.)

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times c_{p,net}[4]$$

II.5.2. Détermination de la pression dynamique $q_p(Z_e)$

La pression dynamique $q_p(Z_e)$, à la hauteur de référence Z_e est donnée par :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) [4]$$

On doit déterminer $C_e(z)$

II.5.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$

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

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques $C_e(z)$ est donné par :

$$C_e(z) = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + (7 \times I_v)] \quad [4]$$

II.5.4. Coefficient de rugosité

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

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{\min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z < z_{\min}$$

II.5.5. Coefficient de topographie

Le coefficient de topographie $C_t(Z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées,

Site plat $\Rightarrow C_t(z)=1$ [4]

Données relatives au site

- Site d'implantation : **Koléa (wilaya de Tipaza).**
- L'altitude : **160m.**
- Site plat : **$C_t(z) = 1$**
- Zone de vent I : **$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.**
- Zones industrielles : **Terrain de catégorie III**
- **$K_T = 0,215$**
- **$Z_0 = 0,3 \text{ m}$**
- **$Z_{\min} = 5 \text{ m}$**
- **$\xi = 0,61$**

II.5.5.1 Toiture

h=21 m

$$C_r(z) = K_t \times \ln(Z / Z_0)$$

$$C_r = 0,215 \ln(21/0,3)$$

C_r = 0,902

$$I_v(z) = \frac{1}{1 + \ln\left(\frac{z}{z_e}\right)}$$

$$I_v = 1/1 + \ln(21/0,3)$$

I_v = 0,238

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

$$C_e(z) = (1)^2 \times (0,9)^2 \times [1 + (7 \times 0,238)]$$

C_e = 2,2

$$q_p(Z) = q_{réf} \times C_e(Z_e)$$

$$q_p(Z) = 37,5 \times 2,2$$

$$q_p(Z) = 82,5 \text{ dan/m}^2$$

II.5.6. Coefficient de pression C_{p,net}

A. Toiture

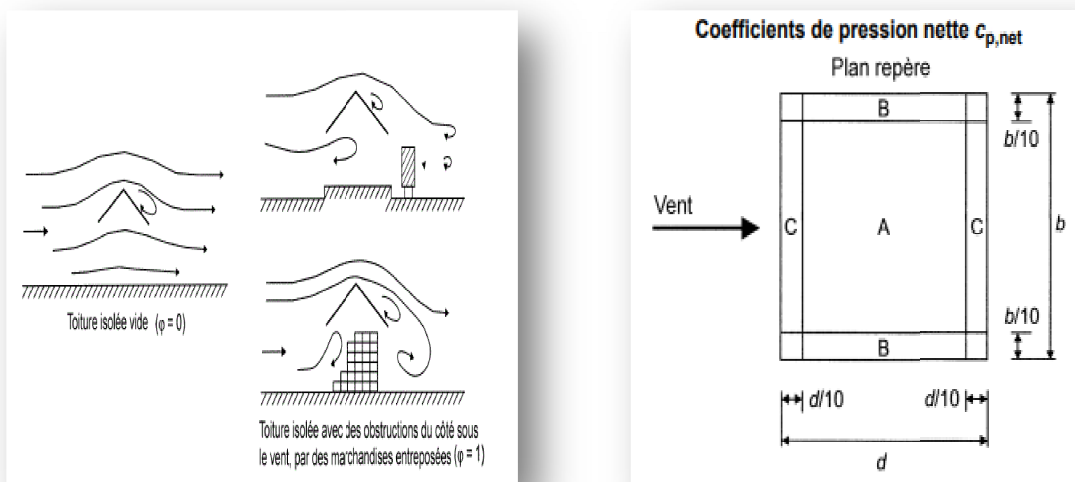


Figure II.4. Valeurs de C_{p,net} et C_f pour les toitures isolées à un seul versant.

Pour toutes les directions du vent, les valeurs des coefficients de force globaux et les coefficients de pressions locaux $C_{p.net}$ sont données dans le tableau suivant : $\varphi = 1$

Calcul de C_p net		$\alpha = 10^\circ$			
	b	d	h toiture		
donné	24m	18m	21m		
b/10	2,4m				
d/10	1,8m				
	surface (m ²)	Cf	$C_p \text{ net}_{\varphi=q}$	$C_p \text{ net}_{\varphi=0}$	$C_p \text{ net}_{\varphi=1}$
zone C	43,2	0,5	1,6	-2,1	-2,7
zone B	43,2	-0,9	2,4	-2	-2,6
zone A	276,48	-1,4	1,2	-1,5	-2,1

Tableau II.1. Les valeurs des coefficients de force globaux et les coefficients de pressions locaux C_p .

II.5.7. Calcul de la pression dynamique

Les résultats de la pression aérodynamique $W(z_j)$ résume dans le tableau suivant :

su rface	C_p net $\varphi = 1$	qp(da N/m ²)	W daN/m ² ($\varphi = 1$)
A	-2,1	82,5	-173,25
B	-2,6		-214,5
C	-2,7		-222,75

Tableau II.2. Les valeurs des pressions aérodynamiques.

II.5.8. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces

$$F_w(\text{extérieure}) = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$$

II.5.8.1. calcul de Li

$$Li(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$Li(z) = Li(Z_{min}) \text{ pour } Z \leq Z_{min}$$

$$Z_e = 16m$$

$$Li = 300 \times \left(\frac{16}{200}\right)^{0.61}$$

$$Li = 72,67m$$

II.5.8.2. Calcul de la partie quasi-statique

Les formules sont les suivantes :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{Li(Z_{cq})}\right)^{0.63}}$$

$$b = 24m$$

$$h = 21m$$

$$Li = 72,67$$

$$Q^2 = 0,6$$

II.5.8.3. Calcul de la résonnante

$$R^2 = \frac{\Pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_H \times R_B$$

$$N_x = \frac{n1. x \times Li(Z_{cq})}{Vm(Z_{cq})}$$

$$V = n1. x \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08$$

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}}$$

$$R^2 = 0,021$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Formules	valeurs
n_{lx}	2,19
V_n	22,825
N_x	6,972
R_n	0,038
n_h	9,267
n_b	10,59
R_h	0,102
R_b	0,089
δ	0,08
δ_a	0
δ_s	0,08
V	0,4
g	3,75

Tableau II.3. Résultat du calcul de la partie quasi-statique.

II.5.8.4. Calcul de coefficient dynamique Cd

$$Cd = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(Zeq)}$$

Cd=0.9

zone	Cd	We	Aref	Fw
A	0,9	-173,25	276,48	-43607,80
B	0,9	-214,5	43,2	-8339,76
C	0,9	-222,75	43,2	-8660,52

Tableau II.4.Valeurs des forces extérieures Fw.

B.Paroi verticale

Pour la paroi on a choisi le cas d'un mur isolée.

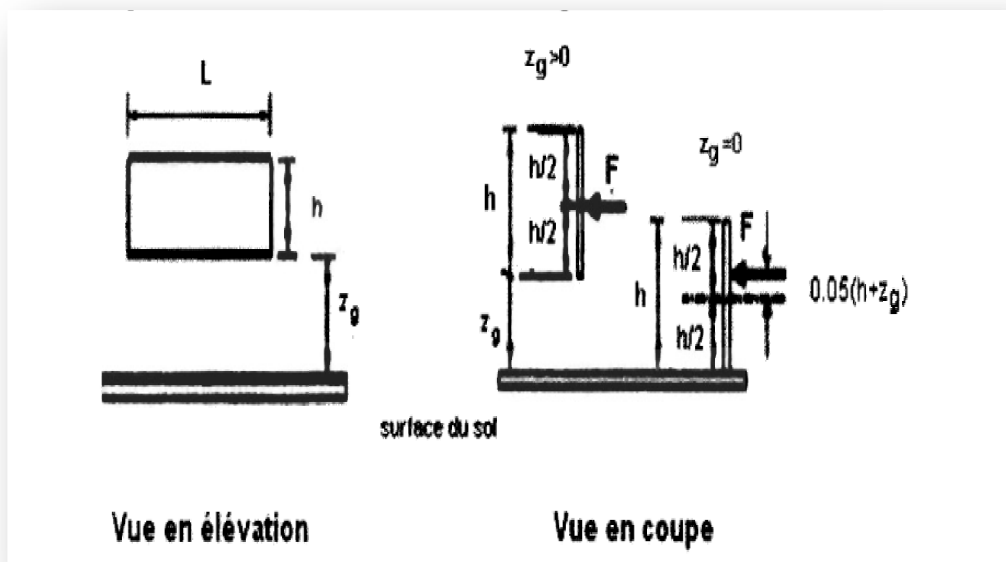


Figure II.4.Cas d'un mur isolé

pour le cas de la parois on choisit le cas de calcul d'un mur isolée ; comme la direction de vent la plus importante et dans la direction du 24 m de longueur on a devisé la paroi sur 4 h et on a déduit la valeur du $c_{p_{net}}$ à partir du tableau:[4]

Surface	Cp net	qp(daN/m ²)	W daN/m ²
Paroi	1.1	58.6	64.46

Tableau II.5.Les valeurs du Cpnet.

III. Pré-dimensionnement

A. Partie béton

III.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

III.2. Pré-dimensionnement des planchers

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Condition de sécurité contre l'incendie**

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Condition d'isolation acoustique**

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie ; l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à **15 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique et thermique, Pour tenir compte des bruits aériens,

- **Résistance à la flexion**

Selon les règles technique du « BAEL2005 », les dalles proprement dites portent dans deux directions, pour vérifier cela on procède au calcul du rapport L_x/L_y , Si :

- $0.4 \leq L_x/L_y \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- $L_x/L_y < 0.4$, la dalle est considérée comme portant dans le sens de sa petite portée.

On a :

Dalles reposant sur quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

L_y : est la grande portée du panneau le plus sollicité.

Chapitre III Pré-dimensionnement

Dans notre structure on a deux types de planchers : à dalle pleine

Type 01: plancher a dalle pleine inclinée.

Type 02: plancher a dalle pleine droit.

Pré-dimensionnement des Planchers à dalle pleine incliné "Type 01"

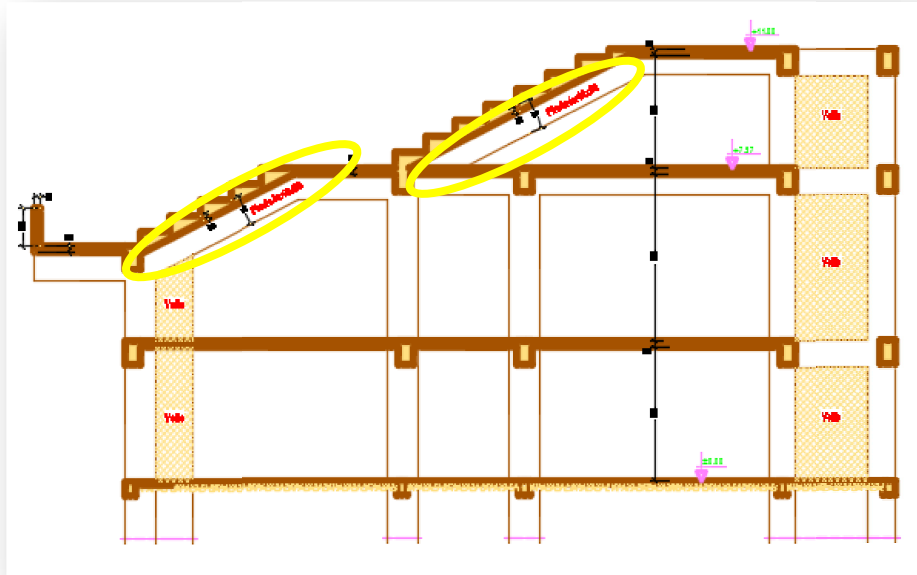


Figure III.1. Position des plancher inclinée.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{280}{655} \Rightarrow \alpha = 23,15^\circ$$

$$x = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{280}{\sin 23,15} \Rightarrow x = 712 \text{ cm}$$

• Condition de sécurité de l'incendie

On choisit une épaisseur de **11 cm** pour deux heures de coupe-feu nécessaire à l'évacuation du bâtiment.

• Condition d'isolation acoustique

Donc, On limite donc notre épaisseur à : **16 cm**.

• Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

$$L_x = 6 - 0,6 = 5,4 \text{ m}$$

$$\text{Ceci engendre donc } 540 / 50 \leq e \leq 540 / 40 \Rightarrow 10,8 \text{ cm} \leq e \leq 13,5 \text{ cm}$$

e = 13 cm

Chapitre III Pré-dimensionnement

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (11\text{cm}, 13\text{cm}, 16\text{cm})$$

Alors on adopte : $e = 16 \text{ cm}$

Pré-dimensionnement des Planchers à dalle pleine droit "Type 02"

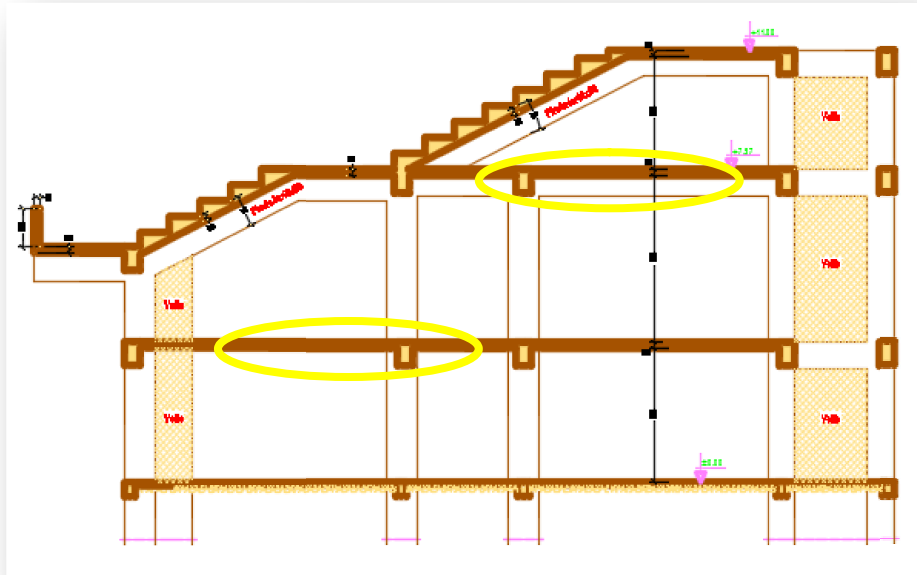


Figure III.2. Position des planchers droit.

- **Condition de sécurité de l'incendie**

On choisit une épaisseur de **11 cm** pour deux heures de coupe-feu nécessaire à l'évacuation du bâtiment.

- **Condition d'isolation acoustique**

Donc, On limite donc notre épaisseur à : **16 cm**.

- **Résistance à la flexion**

Dalles reposant sur quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

$$L_x = 6 - 0,6 = 5,4 \text{ m}$$

$$\text{Ceci engendre donc } 540 / 50 \leq e \leq 540 / 40 \quad \Leftrightarrow 10,8 \text{ cm} \leq e \leq 13,5 \text{ cm}$$

$e = 13 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (11\text{cm}, 13\text{cm}, 16\text{cm})$$

Alors on adopte : $e = 16 \text{ cm}$

III.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

III.3.1. Planchers

III.3.1.1 Plancher étage courant

Charges permanentes

Carrelage.....	0,44 Kn/m ²
mortier de pose (e=2cm ; ρ=20 kN/m ³).....	0,40 Kn/m ²
Lit de sable	0,36 Kn/m ²
Dalle pleine épaisseur : 16 cm.....	4,00 Kn/m ²
Enduit en plâtre	0,20 Kn/m ²
Cloisons de distribution (e=10 cm).....	1,00 Kn/m ²

$$\Sigma G = 6,40 \text{ Kn/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q = 6,0 Kn/m²

III.3.1.2 Plancher étage inclinée

Charges permanentes

$$\frac{H}{L} = \frac{200}{392} = 0,51 \quad \Rightarrow \alpha = 27,03^\circ$$

Poids propre du gradin.....	25x0,2/cos27,03 = 5,61 Kn/m ²
Poids propre de la marche.....	(0,4x0,8)x25/2 = 4,00 Kn/m ²
Mortier de pose.....	= 0,40 Kn/m ²
Enduit	= 0,20 Kn/m ²
Chaises.....	= 0,30 Kn/m ²

$$\Sigma G = 10,51 \text{ Kn/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q = 6,0 Kn/m²

III.3.2. Maçonnerie

Murs extérieurs

Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....	0,36 Kn/m^2
Brique creuse ($e=15\text{cm}$).....	1,35 Kn/m^2
Lame d'air ($e=5\text{cm}$).....	0,00 Kn/m^2
Brique creuse ($e=10\text{cm}$).....	0,90 Kn/m^2
Enduit au plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{KN/m}^3$).....	0,20 Kn/m^2

$$G=2,81\text{Kn/m}^2$$

III.4. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

III.4.1. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99" et vérification selon "RPA 99 version 2003"

le pré-dimensionnement sera fait une fois pour les gradins et les planchers parce que les dimensions des travées sont identiques.

1. Poutres (x-x') non porteuse:

$$L_x=6-0.6=5,40\text{m}$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : L : portée maximale de la poutre

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section

- **Détermination de la hauteur "h"**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prend **h = 40 cm.**

- **Détermination de la largeur "b"**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On prend **b = 30cm.**

Ces dimensions doivent respecter l'article suivant :[1]

Chapitre III Pré-dimensionnement

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,8 < 4$ vérifiée.

On prend la section **(30x40)**

2. Poutres (y-y') porteuses

$$L_y = 6,9 - (0,6 + 0,4) = 5,9 \text{ m}$$

- **Détermination de la hauteur "h"**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$$

On prend **h = 50 cm.**

- **Détermination de la largeur "b"**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On prend **b = 30 cm.**

Ces dimensions doivent respecter l'article suivant : [1]

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,67 < 4$ vérifiée.

On prend la section **(30x50)**

3. Poutres inclinée

$$\text{tg} \alpha = 280/655 \longrightarrow \alpha = 23,15^\circ$$

$$L = 280 / \sin \alpha = 7,12 \text{ m}$$

- **Détermination de la hauteur "h"**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 47,46 \text{ cm} \leq h \leq 71,2 \text{ cm}$$

On prend **h = 70 cm.**

- **Détermination de la largeur "b"**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq b \leq 49 \text{ cm}$$

On prend **b = 40 cm.**

Chapitre III Pré-dimensionnement

Ces dimensions doivent respecter l'article suivant : [1]

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 70 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,75 < 4$ vérifiée.

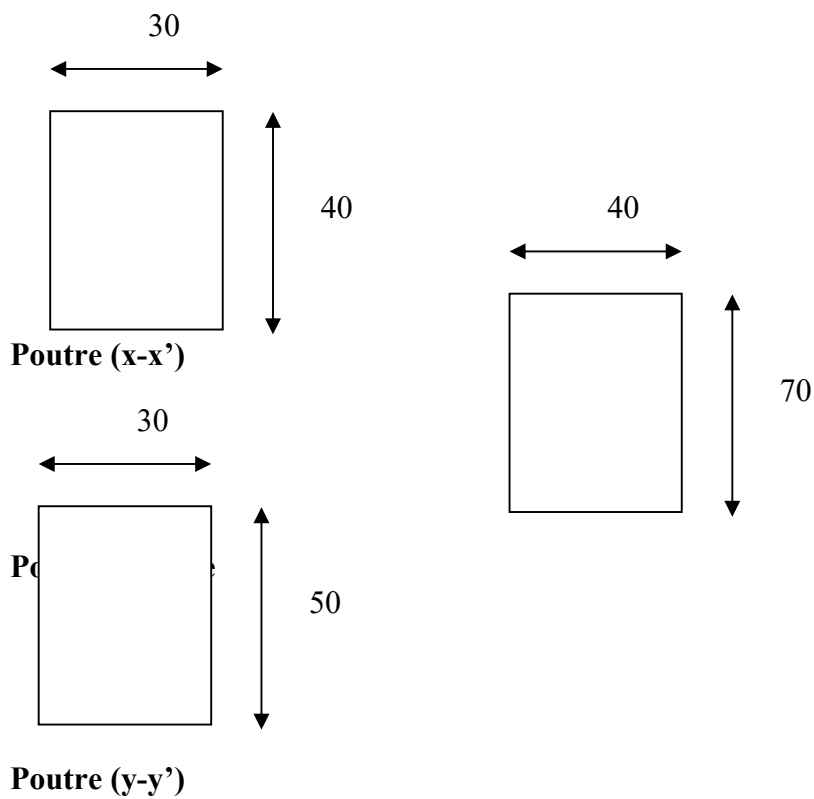
On prend la section **(40x70)**

Conclusion

Finalement on adopte les sections suivantes :

Poutre (x-x') secondaire	(30x40) cm ²
Poutre (y-y') principale	(30x50) cm ²
Poutre inclinée	(40x70) cm ²

Tableau III.1. Choix des sections des poutres.



III.4.2. Les poteaux

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Nous choisissons les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré-dimensionnement (calcul)

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le "*BAEL 91 modifié 99*"

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "*RPA99 version 2003*"

3. Vérifier la section à l'E.L.S.

c. Dimensionnement des poteaux

Poteaux rectangulaires

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$N_u = 1,35 (G + G_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$

G_{poteau} : poids propre du poteau avec une section minimale [1]

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

Chapitre III Pré-dimensionnement

$$\left\{ \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \right. \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

Soit : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35^0$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

$B = a \times b \text{ m}^2$

a : dimension de la section du béton du poteau

Selon le BAEL 91 modifié 99[2] : $\frac{A_s}{B} = 1 \%$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,066 N_u$$

Chapitre III Pré-dimensionnement

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 version 2003**

Poteau rectangulaire ou carrée

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification de la section trouvée à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié 99** de la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l'ELS « N_S » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_S}{B + n A_S} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $N_S = G + Q$.

N_S : Effort normal pondéré à ELS tel que $N_S = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation. Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages

B : Section de béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_S}{E_b} = 15$

A_S : Section des armatures, supposée égale à 1%B

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_S}{1,15 B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Remarque :

D'après l'article 7.4.1 : [1]

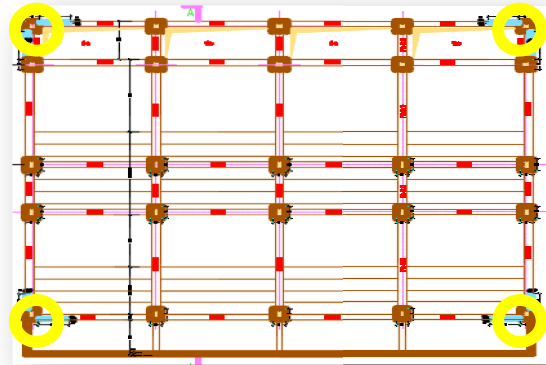
Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

Poteau d'angle

La surface revenant à ce poteau est :

$$S = (6 - 0,6/2) \times (6,9 - 0,6/2)$$

$$S = 8,50 \text{ m}^2$$



Poteau gradin

Plancher incliné	10,51 x 8,50 = 89,33 Kn
Poutre incliné	3,56(0,7x0,4)x25 = 24,92 Kn
Poutre porteuse.....	3,05x(0,5x0,3)x25 = 11,44 Kn
Poutre non porteuse.....	2,775 x(0,40x0,30)x25 = 8,32 Kn
Poids propre du poteau.....	7,43 x(0,8x0,45)x25 = 66,87 Kn

$$N_G = 200,88 \text{ Kn}$$

Charge d'exploitation 6x8,50 = 51 Kn

$$N_Q = 51 \text{ Kn}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35(200,88) + 1,5(51)$$

$$N_u = 347,68 \text{ Kn}$$

$$Br \geq 0,066 N_u \Rightarrow Br \geq 229,46 \text{ cm}^2 \quad Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \text{ On a: } a = b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = 15,16 \text{ cm}$$

Le choix: **a = 30 cm ; b = 30 cm**

Poteau RDC

Plancher	6,40 x 8,50 = 54,40 Kn
Poutre porteuse.....	3,05x(0,5x0,3)x25 = 11,44 Kn
Poutre non porteuse.....	2,775 x(0,40x0,30)x25 = 8,32 Kn
Poids propre du poteau.....	3,57x(0,8x0,45)x25 = 32,13 Kn

$$N_G = 106,29 \text{ Kn}$$

Charge d'exploitation 6x8,5 = 51 Kn

$$N_Q = 51 \text{ Kn}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement

$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q + N_{uRDC} = 1,35(106,29) + 1,5(51) + 347,68$
 $N_u = 567,67 \text{ Kn}$

$Br \geq 0,066 N_u \Rightarrow Br \geq 374,66 \text{ cm}^2$ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$; On a: $a=b$

Donc: $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = 19,37 \text{ cm}$

Le choix: $a = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Niveaux	N_u (KN)	Br (cm^2)	Axb (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	N_{ser} (KN)	Obs.
gradin	347,68	229,46	15,16 X 15,16	30	30 X 30	251,88	Vérf.
RDC	567,67	374,66	19,37 X 19,37	30	30 X 30	157,29	Vérf.

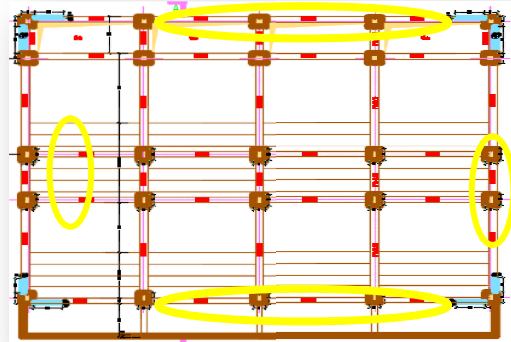
Tableau-III.2. Choix de section des poteaux rectangulaires (Angle).

Poteau de rive

La surface revenant à ce poteau est :

$S = (6-0,45) \times (6,1/2)$

$S = 16,92 \text{ m}^2$



Poteau gradin

Plancher incliné $10,51 \times 16,92 = 177,83 \text{ Kn}$

Poutre incliné $3,56(0,7 \times 0,4) \times 25 = 24,92 \text{ Kn}$

Poutre porteuse..... $3,05 \times (0,5 \times 0,3) \times 25 = 11,44 \text{ Kn}$

Poutre non porteuse..... $5,55 \times (0,45 \times 0,30) \times 25 = 18,73 \text{ Kn}$

Poids propre du poteau..... $7,43 \times (0,8 \times 0,45) \times 25 = 66,87 \text{ Kn}$

$N_G = 299,79 \text{ Kn}$

Charge d'exploitation $6 \times 16,92 = 101,52 \text{ Kn}$

$N_Q = 101,52 \text{ Kn}$

Chapitre III Pré-dimensionnement

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35(299,79) + 1,5(101,52)$$

$$N_u = 557 \text{ Kn}$$

$$Br \geq 0,066 N_u \Rightarrow Br \geq 367.62 \text{ cm}^2 \quad Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = 19,20 \text{ cm}$$

Le choix: **a = 30 cm ; b = 30 cm**

Poteau RDC :

Plancher 16,92 x 6,4 = 108,29 Kn

Poutre porteuse..... 3,05 x (0,5 x 0,3) x 25 = 11,44 Kn

Poutre non porteuse..... 5,55 x (0,45 x 0,30) x 25 = 18,73 Kn

Poids propre du poteau..... 3,57 x (0,8 x 0,45) x 25 = 32,13 Kn

$$N_G = 170,59 \text{ Kn}$$

Charge d'exploitation 6 x 16,92 = 101,52 Kn

$$N_Q = 101,52 \text{ Kn}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q + N_{uRDC} = 1,35(170,59) + 1,5(101,52) + 557$$

$$N_u = 939,57 \text{ Kn}$$

$$Br \geq 0,066 N_u \Rightarrow Br \geq 620.11 \text{ cm}^2 \quad Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = 24,9 \text{ cm}$$

Le choix: **a = 30 cm ; b = 30 cm**

Niveaux	N_u (KN)	Br (cm^2)	Axb (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	N_{se} (KN)	Obs.
gradin	557	367.62	19.20 X 19.20	30	30 X 30	401.31	Vérf.
RDC	939.57	620.11	24.9 X 24.9	30	30 X 30	272.11	Vérf.

Tableau-III.3. Choix de section des poteaux rectangulaires (Rive).

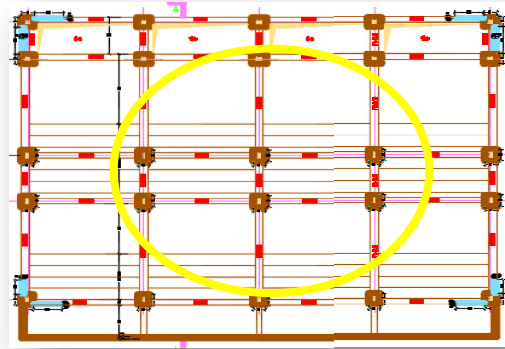
Chapitre III Pré-dimensionnement

Poteau de central :

La surface revenant à ce poteau est :

$$S = (3,05 + 1,55) \times (5,55)$$

$$S = 25,53 \text{ m}^2$$



Poteau gradin :

Plancher incliné $10,51 \times 25,53 = 268,32 \text{ Kn}$

Poutre incliné $4,59 (0,7 \times 0,4) \times 25 = 32,13 \text{ Kn}$

Poutre porteuse $4,60 (0,5 \times 0,3) \times 25 = 17,25 \text{ Kn}$

Poutre non porteuse $5,55 (0,45 \times 0,30) \times 25 = 18,73 \text{ Kn}$

Poids propre du poteau $7,43 (0,8 \times 0,45) \times 25 = 66,87 \text{ Kn}$

$$N_G = 403,30 \text{ Kn}$$

Charge d'exploitation $6 \times 25,53 = 153,18 \text{ Kn}$

$$N_Q = 153,18 \text{ Kn}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35(403,30) + 1,5(153,18)$$

$$N_u = 774,22 \text{ Kn}$$

$$Br \geq 0,066 N_u \Rightarrow Br \geq 510,98 \text{ cm}^2 \quad Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a = b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = 22,62 \text{ cm}$$

Le choix: **a = 30 cm ; b = 30 cm**

Poteau RDC :

Plancher $25,53 \times 6,4 = 163,39 \text{ Kn}$

Poutre porteuse $4,60 (0,5 \times 0,3) \times 25 = 17,25 \text{ Kn}$

Poutre non porteuse $5,55 (0,45 \times 0,30) \times 25 = 18,73 \text{ Kn}$

Poids propre du poteau $3,57 (0,8 \times 0,45) \times 25 = 32,13 \text{ Kn}$

$$N_G = 231,5 \text{ Kn}$$

Charge d'exploitation $6 \times 25,53 = 153,18 \text{ Kn}$

$$N_Q = 153,18 \text{ Kn}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q + N_{uRDC} = 1,35(231,5) + 1,5(153,18) + 774,2$$

$$N_u = 1316,51 \text{ Kn}$$

$$Br \geq 0,066 N_u \Rightarrow Br \geq 868,90 \text{ cm}^2 \quad Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a-0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = 29,5 \text{ cm}$$

Le choix: **a = 35 cm ; b = 35 cm**

Niveaux	N_u (KN)	Br (cm ²)	axb(cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (KN)	Obs.
gradin	774,22	510,98	22,62 x 22,62	30	30x 30	556,48	Vérf.
RDC	1316,51	868,9	29,5 x 29,5	30	30x 30	868,9	Vérf.

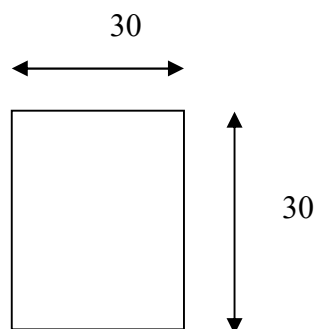
Tableau-III.4. Choix de section des poteaux rectangulaires (central).

Conclusion

Finalement on adopte les sections suivantes :

Poteaux d'angle	(30x30) cm ²
Poteaux de rive	(30x30) cm ²
Poteaux central	(30x30) cm ²

Tableau III.5. Choix des sections des poteaux.



B. Partie charpente

III. Pré-dimensionnement des pannes

III.1. Introduction

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé (I, U) soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.

La structure étudiée est visible, l'esthétique ne peut être négligée. En effet, le choix des sections influe fortement sur la perception spatiale. Le choix d'un type de design pour les sections doit donc être conforme aux volontés architecturales donc on choisit des pannes en profilés IPE.

III.2. Détermination des sollicitations

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée ils sont aussi dimensionnés par le calcul pour satisfaire simultanément :

Aux conditions de résistance.

Aux conditions de flèche.

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

Espacement des pannes :

$$e = \frac{(L-0,50)}{N-1} \leq 2 \text{ m}$$

$$N \geq 8,17$$

$$\text{avec } L = \sqrt{1,29^2 + 14,8^2} = 14,85 \text{ m}$$

$$l = 14,85 \text{ m}$$

On aura : $N = 9$ pannes

Donc : $e = 1,79 \text{ m} \leq 2 \text{ m}$

On adopte 9 pannes espacées de 1,79 m

$$\alpha = 10^\circ \quad e = 1,79 \text{ m}$$

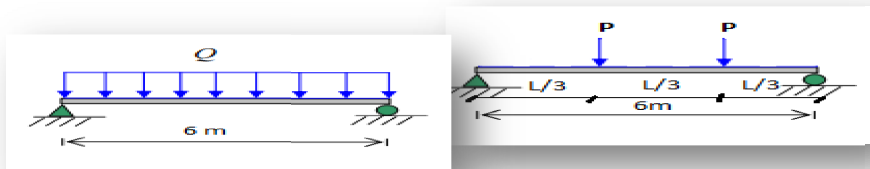


Figure III.3. Schémas statiques.

Chapitre III Pré-dimensionnement

III.3. Détermination des sollicitations

Charge permanente

pois propre de couverture +accessoires..... $(.0,12+0,05) \times 1,79 = 0,30 \text{ kn/ml}$

Poids propre de la panne estimé : $.0,12 \text{ Kn/ml}$

$$G = 0,42 \text{ Kn/ml} \downarrow$$

Surcharges d'entretien :

Deux charges concentrées de 1 kN chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée.

$$M^{\max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{Pl}{3} \Rightarrow \frac{Ql}{8} = \frac{P}{3}$$

$$Q = \frac{8P}{3l} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} \Rightarrow Q = 0,444 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 0,45 \text{ kn/ml} \downarrow$$

Charges climatiques

Charge du vent (w) : $-2,23 \times 1,79 = -3,99 \text{ kn/ml}$

$$W = -4 \text{ kN / ml} \uparrow$$

Charge de la neige (s) : $0,13 \times 1,79 \times \cos 10 = 0,23 \text{ kN/ml}$

$$S = 0,23 \text{ kN/ml} \downarrow$$

III.4. Combinaisons des charges

ELU

- $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,42 \text{ kn/ml}$
- $q_u = 1,35G + 1,5S = 0,912 \text{ kn/ml}$
- $q_u = G \cos 10^\circ + 1,5W = -5,58 \text{ kn/ml}$
- $q_u = 1,35G \sin 10^\circ = 0,098 \text{ kn/ml}$

ELS

- $q_s = G + Q = 0,87 \text{ kn/ml}$
- $q_s = G + S = 0,65 \text{ kn/ml}$
- $q_s = G \cos 10^\circ + W = -3,586 \text{ kn/ml}$
- $q_s = G \sin 10^\circ = 0,072 \text{ kn/ml}$

les charges plus défavorable: $q_u = 5,58 \text{ kn/ml}$

$q_s = 3,58 \text{ Kn/ml}$

Les pannes travaillent en Flexion Déviée :

A L'état limite Ultime

- $q_{Uz} = q_U \times \cos(\alpha) = 5,89 \times \cos(10^\circ) = \mathbf{5,8 \text{ kN/m}}$
- $q_{Uy} = q_U \times \sin(\alpha) = 5,89 \times \sin(10^\circ) = \mathbf{1,02 \text{ kN/m}}$

A L'état limite de Service

- $q_{Serz} = q_{Ser} \times \cos \alpha = 3,59 \times \cos(10^\circ) = \mathbf{3,54 \text{ kN/m}}$
- $q_{Sery} = q_{Ser} \times \sin \alpha = 3,59 \times \sin(10^\circ) = \mathbf{0,62 \text{ kN/m}}$

III.5. Calcul des moments

$$* M_{sdy} = \frac{q_{uz} \cdot L^2}{8} = \frac{5,8 \times (6)^2}{8} = 26 \text{ Kn.m}$$

$$* M_{sdz} = \frac{q_{uy} \cdot (L/2)^2}{8} = \frac{1,02 \times (3)^2}{8} = 1,5 \text{ Kn.m}$$

III.6. Vérification de la résistance:

D'après l'Euro Code 3 , la résistance du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(\frac{M_{sd.y}}{M_{pl.y}} \right)^2 + \left(\frac{M_{sd.z}}{M_{pl.z}} \right) \leq 1$$

On propose le profilé **IPE160**

Pro filé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	d (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	4	20,1. 10 ²	869,3.1 0 ⁴
Pro filé	W _{el.y} (mm ³)	W _{pl.y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el.z} (mm ³)	W _{pl.z} (mm ³)	i _z (mm)
IPE 160	108,70 ³	123,90 ³	6,58.10	9,66.10 ²	68,31.10 ⁴	16,66.10 ³	26,10.10 ³	1,84.10

Tableau III.6. Caractéristiques du profilé.

Classification de la section

Semelle:

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2t_f} = \frac{82}{14,8} = 5,54 < 10\varepsilon = 11,4$$

Semelle de classe 1

Ame :

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{145,2}{5} = 29,04 < 72\varepsilon = 82,08$$

Ame de classe 1

$$\left(\frac{26,1}{40,55}\right)^2 + \left(\frac{1,15}{5,45}\right) = 0,63 \leq 1$$

avec:

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$ (profilés en I et H)

$$M_{ply} = 123,9 \times 10^{-3} \times 360 / 1,1 = 40,55 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz} = 16,66 \times 10^{-3} \times 360 / 1,1 = 5,45 \text{ Kn.m}$$

Donc le profilé proposée IPE160 est vérifié.

III.7. Vérification de la flèche:

La vérification de la flèche est obtenue par :

1. les pannes sont uniformément chargées.
2. les pannes sont simplement appuyées.

Alors la valeur de la flèche est :

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \cdot L^4}{EI_y} = \left[\frac{5}{384} \times \frac{3,54 \cdot (6000)^4}{2,10 \cdot 10^5 \cdot 869,3 \cdot 10^4} \right] = 2,8 \text{ mm} < f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \cdot L^4}{EI_z} = \frac{5}{384} \times \frac{0,62 \cdot (6000)^4}{2,10 \cdot 10^5 \cdot 68,31 \cdot 10^4} = 0,036 \text{ mm} < f_{adm}$$

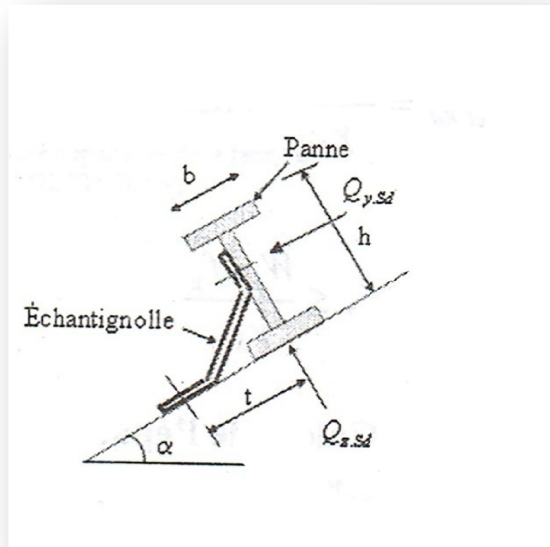
La valeur de la flèche admissible : $f_{adm} = L / 200 = 6000 / 200 = 30 \text{ mm}$

La flèche est vérifiée dans le sens yy et dans le sens zz

III.8. Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux membrures. Elle est réalisée au moyen d'un plat plié ; et dimensionnée à la flexion simple sous l'effet de vent de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

III.8.1. Calcul des charges revenant à l'échantignolle



- Effort de soulèvement :

$$Q_{z,sd} = -5,586 \text{ Kn/m}$$

- Effort suivant rampant :

$$Q_{y,sd} = 0,098 \text{ Kn/m}$$

Figure III.4. Exemple d'un échantignolle.

Exemple de calcul

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right) \text{ avec } b = \text{largeur de la panne}$$

avec:

$$B_{(IPE 160)} = 82 \text{ mm}$$

$$H_{(IPE 160)} = 160 \text{ mm}$$

$$82 \leq t \leq 123$$

on prend $t = 100 \text{ mm}$

Echantignolle de rive :

- $R_z = Q_{z,sd} \times (L/2) = 5,586 \times (6/2) = 16,758 \text{ Kn}$
- $R_y = Q_{y,sd} \times (L/2) = 0,098 \times (6/2) = 0,294 \text{ Kn}$

Echantignolle intermédiaire :

- $R_z = 2 \times 16,758 = 33,516 \text{ Kn}$
- $R_y = 2 \times 0,294 = 0,588 \text{ Kn}$

III.8.2. Calcul du moment de renversement

$$M_R = (R_{zx} t) + (R_y x \frac{H}{2})$$
$$= (33,516 \times 10^3 \times 100) + (0,558 \times 10^3 \times \frac{160}{2})$$

$M_R = 3,40 \times 10^6 \text{ Nmm}$

III.8.3. Dimensionnement de l'échantignolle

On a : $M_R \leq \frac{W_{el} x f_y}{1.1}$

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times 1.1}{f_y} = \frac{3,40 \times 10^6 \times 1.1}{360} = 10,38 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b x e^2}{6}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 x W}{b}}$$

avec :

b = largeur de la traverse

b (HEA180) = 180 mm

$$e = \sqrt{\frac{6 \times 10,38 \times 10^3}{180}} = 18,60 \text{ mm}$$

On prend e = 20 mm

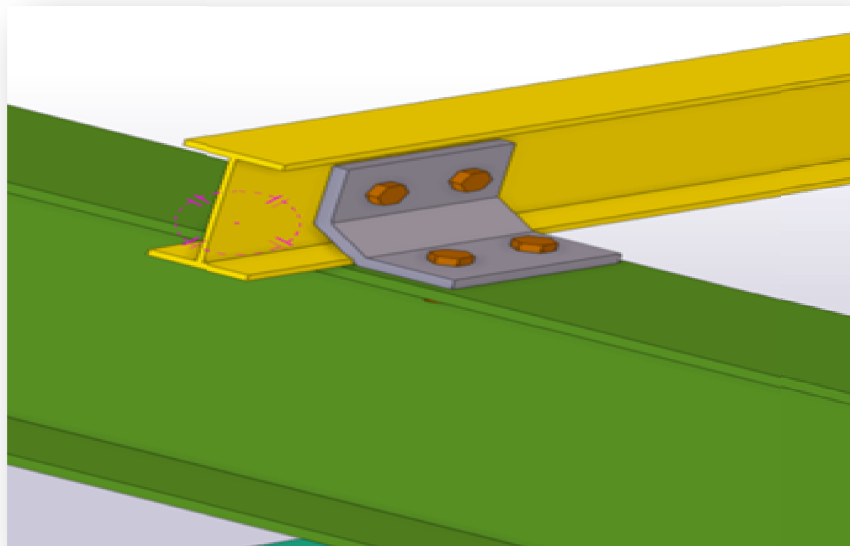


Figure III.5. Schéma en 3D d'une échantignolle.

IV. Etude dynamique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager cette dernière consiste à formuler des critères à la fois économiques justifiés et techniquement cohérents.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Présentation du programme ROBOT 2019

ROBOT 2019 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau....) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.4. Caractéristiques dynamiques

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement (*VLNA*) s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$ Et $\{x\}$: représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en *VLNA*, nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en *VLNA* sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues. C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.5. Modélisation de la structure étudiée

La modélisation des éléments constitutants est effectuée comme suit :

Partie béton (Tribune)

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type barre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

Les poutres relient deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux relient deux nœuds de différents niveaux (niveau i ; niveau j).

- Nous avons attribué un élément '*panneau*' au planchers de tous les niveaux.
- Nous avons attribué un élément '*panneau*' au voiles de la structure.
- Tous les nœuds de la base de la structure sont encastres (6DDL bloqués) .
- La forme et la conception de la tribune ont été déjà conçues par le bureau d'étude SETAM ensuite modélisées sur ROBOT.

Partie charpente (couverture)

- Pannes: éléments de type ' poutre '.
- ciseaux: éléments de type ' barre '.
- contreventements: éléments de type ' barre '.
- membrane inférieure et supérieure: éléments de type 'poutre'.
- les diagonales: éléments de type 'treillis'.
- les montants: éléments de type ' Treillis'
- Nous avons attribué un diaphragme pour la couverture.
- Tous les nœuds de la base de la structure sont encastres dans la tribune (6DDL bloqués).
- La forme et la conception de la couverture ont été proposées et dessinées sur AUTOCAD par nous-même ensuite modélisées sur ROBOT.

IV.6. Modélisation de la masse

La masse est calculée automatiquement par le logiciel ROBOT 2019 (masse source) à partir de l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le *RPA99 version 2003*.

Avec :

$\beta=0,3$ pour un bâtiment recevant du public temporairement.

par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

La masse de l'élément en charpente métallique (couverture) le long du gradin supérieur a été répartie sur les poutres et poteaux concernées.

IV.7. Facteur de participation massique directionnel

C'est le taux en pourcentage de la masse mode vibration et dans chaque direction. D'après le *RPA99 version 2003*, la somme des masse effectives pour les modes retenue soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structures, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la déformation de la réponse totale de la structure.

Cette recommandation est exigée pour déterminer le nombre de modes de vibration à retenir dans chacun des deux directions d'excitation.

IV.8. Etude sismique

Notre structure est implantée en zone sismique III et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.8.1. Les méthodes de calcul des forces sismiques

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.8.2. Choix de la méthode calcul

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones IIb et III.

dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable(car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 16 m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.8.3. Méthode d'analyse spectrale

VI.9.8.1.Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

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

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

Q : Facteur de qualité $Q=1 \pm \sum p_q$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.9. Résultantes des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} vérifications préconisée par le **RPA99version 2003** (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

IV.10. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

orthogonales selon la formule : $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment ; Dans notre cas, on est dans une Zone de type III et un Groupe d'usage 1B.

Nous trouverons : $A = 0,30$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée

(site ferme S_3) :

$$T_1(S_3) = 0.15 s \quad T_2(S_3) = 0,50 s$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où

ξ (%) Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

Nous avons une structure en béton armé avec un remplissage dense

Donc $\xi = 7\%$ [1]

D'où $\eta = 0.8819 > 0.7$ $\eta = \mathbf{0.8819}$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure a été estimée par :

$$\mathbf{a) \quad T = C_T h_N^{3/4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au sommet.

C_T : coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\mathbf{h_N = 21 \text{ m} \quad C_T = 0,05}$$

Donc : $T = 0,05 \times (21)^{3/4} = \mathbf{0,472 \text{ s}}$

$$\mathbf{b) \quad T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}}$$

Selon X-X : $D_x = 21,90 \text{ m} \Rightarrow T_x = \mathbf{0,39 \text{ s}}$

Selon Y-Y : $D_y = 24 \text{ m} \Rightarrow T_y = \mathbf{0,37 \text{ s}}$

D'après **RPA99/version 2003**, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues.

Donc : $T = T_y = \mathbf{0,37 \text{ s}}$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site 3}) \end{cases}$$

On a : $2,5 \eta$ Pour $0 \leq T \leq T_2$

Donc le facteur d'amplification D est égale à :

- $D_x = 2.20$
- $D_y = 2.20$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

Sa valeur est donnée par *RPA99 version 2003*, En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différent dans les deux directions considérées, Il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite, Dans notre cas

$R=3.5$: portiques contreventés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

Q : est le facteur de qualité :

A partir du de *RPA 99 version 2003* :

- conditions minimales sur les files de contreventement : non (0.05)
- redondance en plan : non (0.05)
- régularité en plan : oui
- régularité en élévation : non. (0.05)
- Contrôle de la qualité des matériaux : non (0.05)
- Contrôle de la qualité d'exécution : non (0.1)

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

On trouve : $Q = 1,20$

W : poids total de la structure (le poids de la structure il est calculé de manière automatique)

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, $\beta=0,30$ (le bâtiment recevant du public temporairement)

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,3W_{Qi}$

IV.11. Résultats de l'analyse dynamique

La structure comporte uniquement des poteaux, des poutres et des planchers en dalle pleine :

Modèle 1(modèle initial)

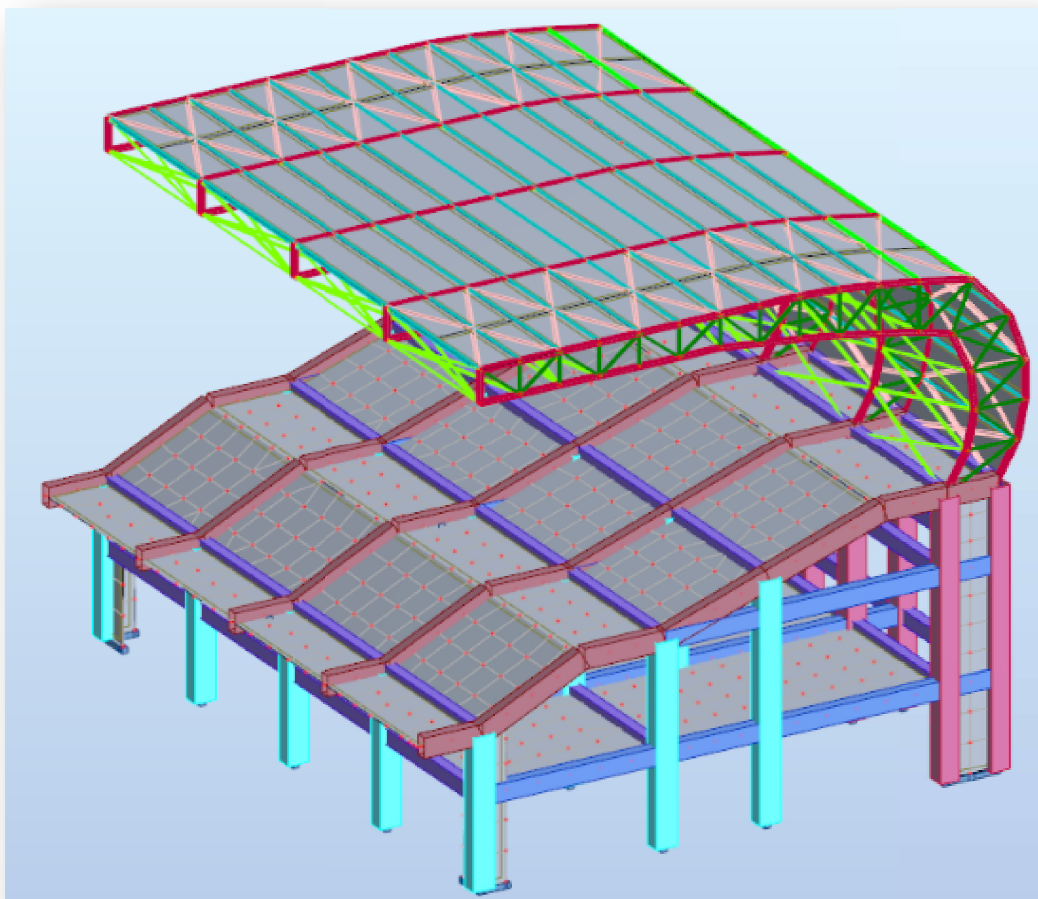


Figure IV.1. Modélisation de la structure initiale (3D).

- poteaux : 30x30
- poutres principales: 30x50
- poutres secondaires: 30x40
- poutres crémaillères: 40x70
- épaisseur plancher : 16 cm

Caractéristiques dynamiques propres

Mode	Période	Facteur de participation massique en %			
		Ux	Uy	SumUx	SumUy
1	2.15	0.06	1.45	0.06	1.45
2	1.42	3.10	1.49	3.04	0.04
3	0.67	3.10	3.98	3.04	2.49
4	0.46	3.10	3.98	3.04	0
5	0.41	3.10	3.99	3.04	0
6	0.40	3.10	3.99	3.04	0
7	0.38	3.10	3.99	3.04	0
8	0.36	3.10	3.99	3.04	0
9	0.36	3.10	3.99	3.04	0
10	0.36	3.10	4	3.04	0

Tableau IV.1. Période et facteur de participation massique du model n° 1.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale de : **2.15 s**
- RPA99/version 2003 préconise, qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques majoré de plus de 30%.

- On a: $T_{\text{dyn}} = 2.15\text{s} > 1,3 \times T_e = 0,48\text{s} \dots \dots \dots$ (**La condition est donc non vérifiée**)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 39^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

D'après l'analyse modale on déduit que :

Structure initiale s'apparie très souple vis-à-vis de sa période fondamentale.

Les résultats donnés par l'analyse du model initial nous mène vers l'augmentation des sections des poteaux.

Modèle 2 (après l'augmentation des sections de poteaux)

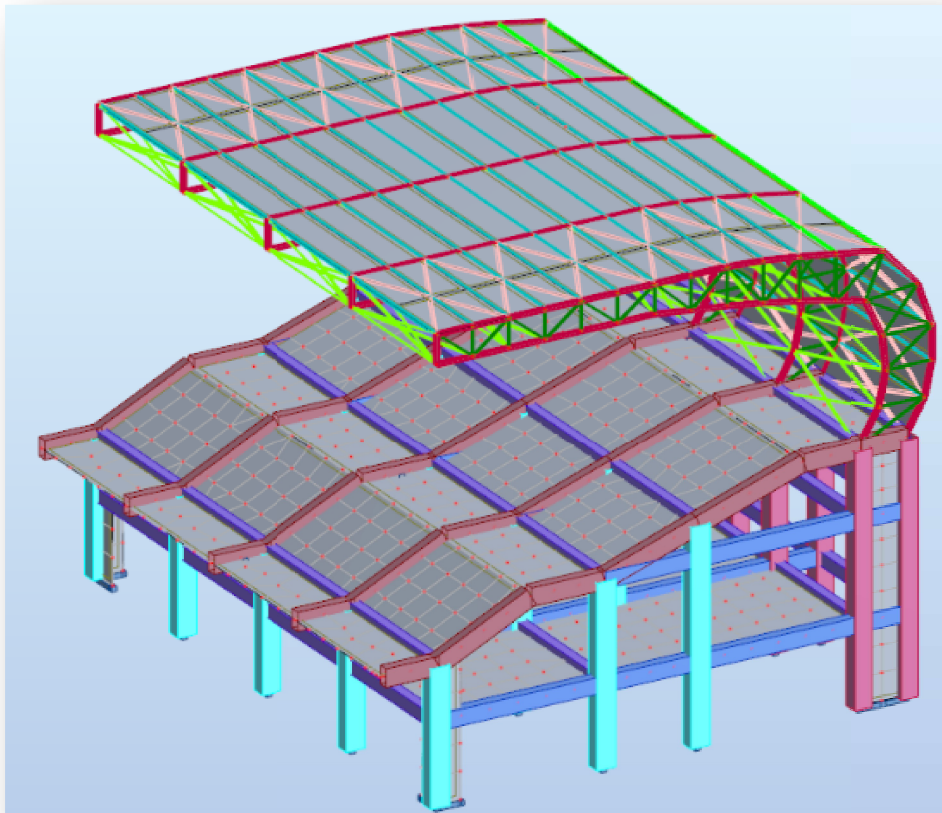


Figure IV.2. deuxième modèle (3D).

- poteaux : 50x50
- poutres principales: 30x50
- poutres secondaires: 30x40
- poutres crémaillères: 40x70
- épaisseur plancher: 16 cm

Caractéristiques dynamiques propres

Mode	Période	Facteur de participation massique en %			
		Ux	Uy	SumUx	SumUy
1	0.67	0	1.52	0	1.52
2	0.54	0.49	1.52	0.49	0
3	0.43	0.5	3.77	0.01	2.25
4	0.42	0.51	3.96	0.01	0.18
5	0.36	0.58	3.96	0.06	0
6	0.36	0.58	3.96	0	0
7	0.36	0.62	3.96	0.05	0
8	0.36	0.62	3.97	0	0
9	0.35	0.70	80.90	0.07	0.01
10	0.35	0.70	80.90	0	0.01
11	0.33	1.18	80.90	0.48	76.86
12	0.33	1.38	80.90	0.2	0.06
13	0.33	1.38	80.90	0	0
14	0.33	1.38	80.90	0	0
15	0.33	1.38	81.16	0	0.25

Tableau VI.2 Période et facteur de participation massique du model n° 2.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale de : 0,67 s
- On a: $T_{\text{dyn}} = 0,67\text{s} > 1,3 \times T_e = 0,48\text{s} \dots \dots \dots$ **(La condition est donc non vérifiée)**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 34^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.

- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

D'après l'analyse modale on déduit que :

La structure s'apparie très souple vis-à-vis de sa période fondamentale.

Les résultats donnés par l'analyse du model initial nous mène vers l'augmentation encore des sections de poteaux et l'ajout des voiles de contreventementde 1m de largeur et de 15cm d'épaisseur.

Modèle 3 (après l'augmentation des sections de poteaux et l'ajout des voiles)

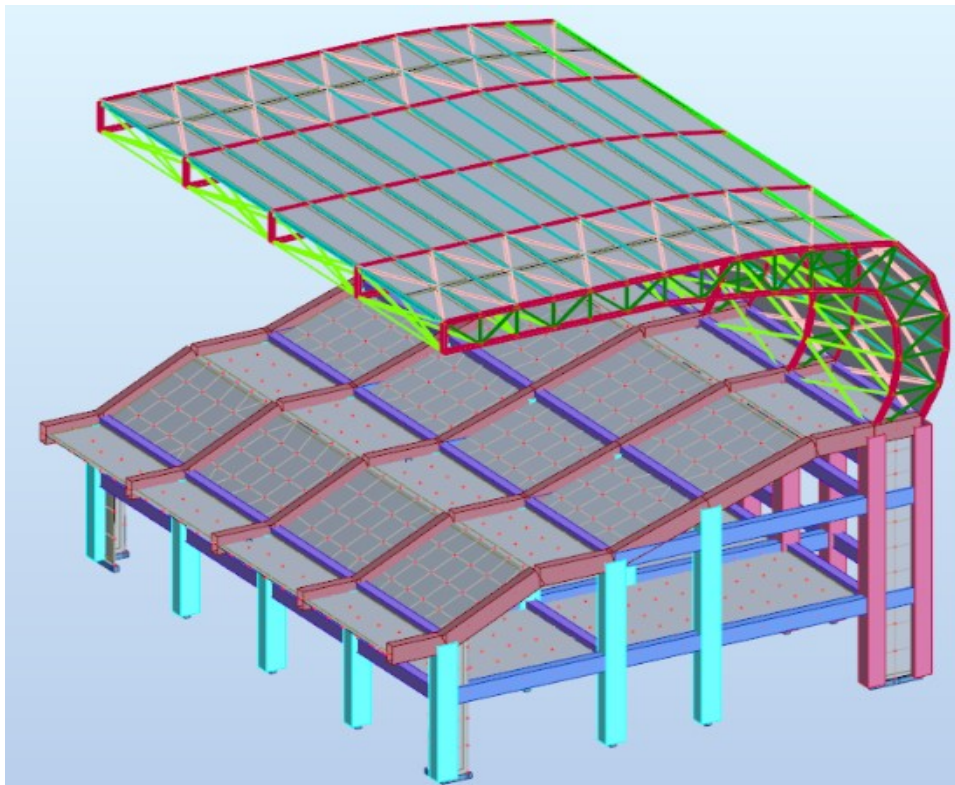


Figure IV.3.troisième modèle (3D).

- poteaux : 60x60
- poutres principales: 30x50
- poutres secondaires: 30x40
- poutres crémaillères: 40x70
- épaisseur plancher: 16 cm
- épaisseur voiles:15 cm

Caractéristiques dynamiques propres

Mode	Période	Facteur de participation massique en %			
		UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.66	0	1.24	0	1.24
2	0.54	0.46	1.24	0.46	0
3	0.43	0.46	2.59	0	1.35
4	0.42	0.47	2.71	0.01	0.11
5	0.36	0.51	2.71	0.03	0
6	0.36	0.51	2.71	0	0
7	0.36	0.54	2.71	0.03	0
8	0.36	0.54	2.71	0	0
9	0.35	0.57	2.71	0.04	0
10	0.35	0.57	2.71	0	0
11	0.33	0.66	2.71	0.09	0
12	0.33	0.66	2.71	0	0
13	0.33	0.66	2.71	0	0
14	0.33	0.66	2.71	0	0
15	0.33	0.70	2.71	0.03	0

Tableau IV.3 : Période et facteur de participation massique du model n° 3.

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale de : 0,66 s
- On a : $T_{\text{dyn}} = 0,66\text{s} > 1,3 \times T_e = 0,48\text{ s} \dots\dots\dots$ (La condition est donc non vérifiée)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 29^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

D'après l'analyse modale on déduit que :

La structure s'apparie très souple vis-à-vis de sa période fondamentale.

IV.12. Problématique "étude comparative "

En prenant compte du fait que notre structure est une structure mixte composée de deux partie toiture et tribune et construites avec deux matériaux différents à savoir l'acier et le béton armé cela conduit à ce que chacune des deux partie soit vérifiées séparément.

Pour justifier cela, nous avons fait une étude comparative qui consiste à déduire les efforts les plus défavorables entre le séisme et le vent , les résultats sont les suivants:

a. Toiture

	Calcul au vent	Calcul au sismique
Effort tranchant à la base	316,25 Kn	218,48 Kn

b. Tribune

	Calcul au vent	Calcul au sismique
Effort tranchant à la base	79,75 Kn	575,76 Kn

$$\text{Toiture : } V_{\text{vent}} = 316,25 \text{ Kn} > V_{\text{sismique}} = 218,48 \text{ Kn}$$

$$\text{Tribune : } V_{\text{vent}} = 79,75 \text{ Kn} < V_{\text{sismique}} = 575,76 \text{ Kn}$$

Après la déduction des efforts dans les deux parties par rapport au séisme et par rapport au vent nous avons conclu que les efforts sismiques sont plus sollicitants dans la partie de tribune et que les efforts dus au vent sont plus sollicitants dans la partie de la toiture.

Toutes les charges climatiques sont négligées, jugées très faibles par rapport aux charges sismiques, pour cela la toiture métallique ne sera pas prise en compte pour l'étude sismique.

NOTE

En prenant compte de l'effet sismique sur la masse, nous avons considéré que la masse de la toiture est négligeable par rapport à la masse des tribunes, donc l'approche adoptée est de considérer la toiture comme charge supplémentaire agissant sur la tribune.

Nous avons considéré la toiture comme une console encadrée, à partir de cela les déplacements et les vérifications des éléments seront faites avec deux modèles séparés : le 1^{er} modèle 'Tribune avec efforts de la toiture' et le 2^{ème} modèle 'Toiture seule'.

- La masse de la partie en béton (Tribune).
- masse de la partie en charpente (Toiture).

$$M_{\text{Tribune}} = 20554.05 \text{ Kn} \quad \Rightarrow \quad \% \text{ de la masse: } 1.91\%$$
$$M_{\text{Toiture}} = 392.70 \text{ Kn}$$

Modèle 4 : (Modèle final)

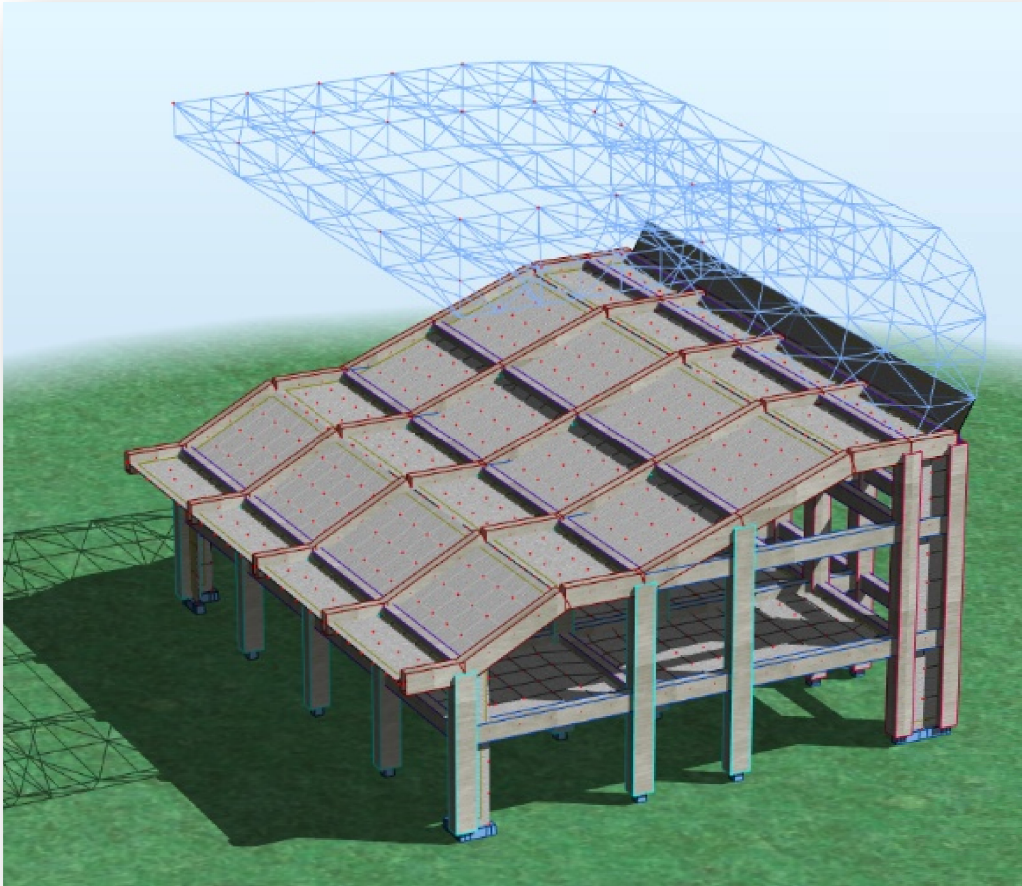


Figure IV.4. Modèle final (3D).

- poteaux type 01: 60x80
- poteaux type 02: 70x70
- poutres principales: 40x70
- poutres secondaires: 40x60
- poutres crémaillères: 40x80
- épaisseur plancher: 16 cm
- épaisseur voiles: 15 cm

a. Caractéristiques dynamiques propres

Mode	Période	Facteur de participation massique en %			
		Ux	Uy	SumUx	SumUy
1	0.28	0.5	80.23	0.5	80.23
2	0.22	83.45	81.39	82.95	1.16
3	0.16	85.09	88.20	1.64	6.61
4	0.07	85.21	98.01	0.12	9.80
5	0.05	98.70	98.12	13.48	0.11
6	0.05	98.70	98.12	0	0.06
7	0.04	99.06	98.22	0.36	0.04
8	0.04	99.38	98.78	0.32	0.57
9	0.03	99.38	99.06	0	0.28
10	0.03	99.38	99.06	0	0

Tableau IV.4 Période et facteur de participation massique du model n° 4.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale de : 0,28 s
- On a : $T_{\text{dyn}} = 0,28\text{s} < 1,3 \times T_e = 0,48\text{s}$ (La condition est donc vérifiée)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

Suite à l'analyse modale de la structure on déduit que cette dernière présente une souplesse acceptable et un comportement semblable à celui d'une structure régulière. Les sections retenues pour ce model sont les suivantes :

A- Poutres :

Types	Dimensions
Poutre inclinée	(80x40)
Poutre principale Sens (y-y')	(40x70)
Poutre secondaire Sens (x-x')	(40x60)

Tableau IV.5.Récapitulatif des dimensions des poutres pour différents étages.

B- Poteaux :

Types	Dimensions
Poteaux pour gradins	(80x60)
Poteaux qui supporte la toiture	(70x70)

Tableau IV.6 Récapitulatif des dimensions des poteaux pour différents étages.

IV.13.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Il est calculé de manière automatique : $W = 20554.05 \text{ Kn}$

Résumé des résultats (A,D,Q,R) :

Paramètres	Valeurs numérique
A	0.30
D_x, D_y	2,20
Q	1,20
R	3.5
W	20554.05

Tableau IV.7.Résumé des résultats.

$$\text{Donc on a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \Rightarrow \begin{cases} V_{Statique}^x = 4651.09kN \\ V_{Statique}^y = 4651.09kN \end{cases}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats du Robot 2019 on a : } \begin{cases} Fx = V_{dynamique}^x = 5040.62kN \\ Fy = V_{dynamique}^y = 5105.73kN \end{cases}$$

$$\text{D'autre part : } \begin{cases} 0,80.V_{Statique}^x = 3720.87kN \\ 0,80.V_{Statique}^y = 3720.87kN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne } \begin{cases} V_{dynamique}^x > 0,80.V_{statique}^x \\ V_{dynamique}^y > 0,80.V_{statique}^y \end{cases} \Rightarrow r_x = 0.74 \quad r_y = 0.73$$

IV.14. Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le RPA99ver.2003, concerne les déplacements latéraux inter- étages. En effet, selon l'article 5.10, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement

$$\text{être vérifiée : } \Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ Et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$ où h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R r_x \Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R r_y \Delta_{ey}^k \text{ Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : Correspond au déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

- Sens x:

niveaux	$(\underline{\delta m})_{ek}$	$(\delta m)_k$	$(\delta cm)_{k-1}$	$(\underline{\delta m})_k$	$(\underline{q m})_k$	$h/200(cm)$	Observation
1 ^{er} étage	0.1	0.35	0	0.35	357	1.785	vérifier
2 ^{ème} étage	0.4	1.4	0.35	1.05	440	2.2	vérifier
3 ^{ème} étage	0.4	1.4	1.4	0	303	1.515	vérifier

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter étage (Modèle N° 4).

- Sens y:

niveaux	(δcm)	$(\delta m)_k$	$(cm) \delta_{k-1}$	$(\underline{\delta m})_k$	$(cm) h_k$	$h/200(cm)$	Observation
1 ^{er} étage	0.2	0.7	0	0.7	357	1.785	vérifier
2 ^{ème} étage	0.5	1.75	0.7	1.05	440	2.2	vérifier
3 ^{ème} étage	0.7	2.45	2.45	0	303	1.515	vérifier

Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter étage (Modèle N° 4).

V.15. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\gamma = \frac{Nd}{Bc \times Fc28} \leq 0,30[1]$$

Avec :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière

Fcj : est la résistance caractéristique du béton

A partir des résultats donnés par Robot 2019 l'effort normal maximum et de :

- Poteaux 80x60: $N_{max} = 1365.53KN$

On a :

$$h = 80 \text{ cm}, b = 60 \text{ cm}, F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

On applique l'équation on trouve :

$$\gamma = 0,114 < 0,30$$

▪ **Poteaux 70x70:** $N_{\max} = 2224.46 \text{ KN}$

On a :

$$h = 70 \text{ cm}, b = 70 \text{ cm}, F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

On applique l'équation on trouve :

$$\gamma = 0,182 < 0,30 \quad \text{On conclut que la condition est vérifiée.}$$

IV.16. Détermination de la largeur du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} qui satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} [1]$$

Avec :

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$d_{\min} = 15 + (14 + 14) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 43 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

On adoptera la valeur de **5 cm** de largeur de joint sismique séparant deux blocs de gradins adjacents.

Conclusion

Après la modélisation et l'étude sismique, le 4ème modèle vérifie toutes les conditions de la stabilité de l'ouvrage à savoir, la période, le déplacement, les efforts réduits et toutes les autres conditions.

IV.1. Introduction.....	38
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	38
IV.3. Présentation du programme ROBOT 2019.....	38
IV.4. Caractéristiques dynamiques.....	38
IV.5. Modélisation de la structure étudiée.....	40
IV.6. Modélisation de la masse.....	41
IV.7. Facteur de participation massique directionnel.....	41
IV.8. Etude sismique.....	41
IV.8.1. Les méthodes de calcul des forces sismiques (RPA 99 ver.2003).....	41
IV.8.2. Choix de la méthode calcul.....	42
IV.8.3. Méthode d'analyse spectrale.....	42
VI.9.8.1. Spectre de réponse.....	42
IV.9. Résultantes des forces sismiques de calcul.....	43
IV.10. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.....	43
IV.11. Résultats de l'analyse dynamique.....	46
IV.12. Problématique " étude comparative ".....	52
IV.13. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	56
IV.14. Vérification des déplacements inter étage.....	57
V.15. Vérification de l'effort normal réduit.....	58
IV.16. Détermination de la largeur du joint sismique.....	59

V. Vérification des éléments de la toiture

V.1. Introduction

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

afin de vérifié la stabilité de la toiture (pannes, membrure....), on utilise le logiciel **Robot2019** pour tirer les efforts internes max dans tous les éléments qui compose la toiture.

V.2. Types de sollicitations pour chaque barre

- Pannes: relâchement (bi-articulé).
- ciseaux: Traction-compression.
- contreventements: Traction-compression.
- membrane inférieur et supérieur: Traction-compression.
- les diagonales: Traction-compression.
- les montants: Traction-compression.
- Nous avons attribué aucun diaphragme pour la couverture.
- Tous les nœuds de la base de la structure sont encastrés dans la tribune (6DDL bloqués)

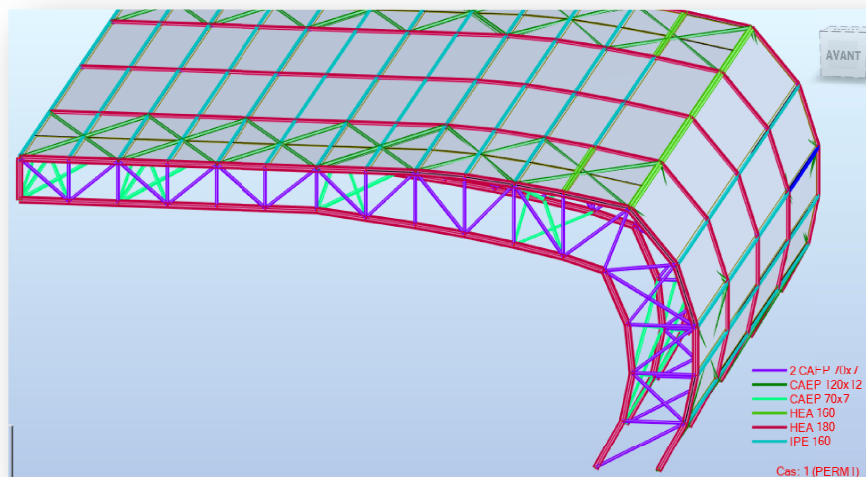


Figure V.1. éléments constituant la toiture.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

V.3. Méthode de vérification

A l'état critique la barre comprimée risque de céder au flambement dans une direction quelconque.

Donc on a deux cas fondamentaux :

- Flambement dans le plan de la ferme.
- Flambement dans le plan perpendiculaire de la ferme

On vérifie les pièces comprimées au flambement et les pièces tendues à l'éclatement.

• Compression

On doit vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{N_{PL}}{\gamma_{ml}}$$

Avec :

N : Effort normal maximum dans les diagonales (compression)

N_{PL} : Effort normal plastique = $A \cdot f_y$

$f_y = 355$ Mpa

γ_{ml} : Coefficient = 1,1.....classe 1 [3]

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer en fonction (λ)

$\bar{\lambda}$: L'éclatement réduit

Avec :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N}}$$

• Traction

On doit vérifier que :

$$N \leq N_{trd}$$

Avec :

N : Effort normal maximum (traction)

N_{trd} : Effort normal plastique $N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$

$f_y = 355$ Mpa

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

V.3. Vérification des éléments pour la Toiture

V.3.1 Les pannes

A. Pannes type 01 "IPE 160"

- Dimension et caractéristique du profilé (Barre n°1238)

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	d (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
IPE160	15,8	160	82	5	7,4	5	20,1.10 ²	869,3.10
Profilé	W _{el,y} (mm ³)	W _{pl,y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el,z} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _z (mm)
IPE160	108,7.10 ³	123,9.10 ³	6,58.10 ³	9,66.10 ²	68,31.10 ⁴	16,66.10 ³	26,10.10 ³	1,84.10 ³

Tableau V.1 Caractéristiques du profilé pour IPE160.

- Vérification de la résistance

la résistance du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{sdy}}{M_{ply}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{sdz}}{M_{plz}} \right]^{\beta} \leq 1.0$$

Tel que :

$\alpha = 2$; $\beta = 1$ sections en I[3]

Et :

$$M_{sdy} = 18,25 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sdz} = 0,12 \text{ Kn.m}$$

On obtient alors :

$$\left(\frac{18,25}{39,98} \right)^2 + \left(\frac{0,12}{5,37} \right) = 0,23 \leq 1$$

Avec :

- $M_{ply} = 123,9 \times 10^{-3} \times 355 / 1,1 = 39,98 \text{ kN.m}$

- $M_{plz} = 16,66 \times 10^{-3} \times 355 / 1,1 = 5,37 \text{ kN.m}$

La résistance du profilé est vérifiée.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

Figure V.2. Les efforts de la panne 1238 (1,35G+1,5V).

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd}^{\max} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{pl.Rd} = 966 \times \frac{355 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} = 197,99 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 3,55 \text{ Kn}$$

$$f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$\text{donc : } V_{sd}^{\max} = 3,55 \text{ Kn} < V_{plrd} = 197,99 \text{ Kn}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

- **Vérification de l'interaction moment fléchissant et effort tranchant**

$$V_{sd}^{\max} \leq 0,5 V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 3,55 \text{ Kn} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 98,99 \text{ Kn}$$

La condition d'interaction est vérifiée.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

- Vérification de la flèche

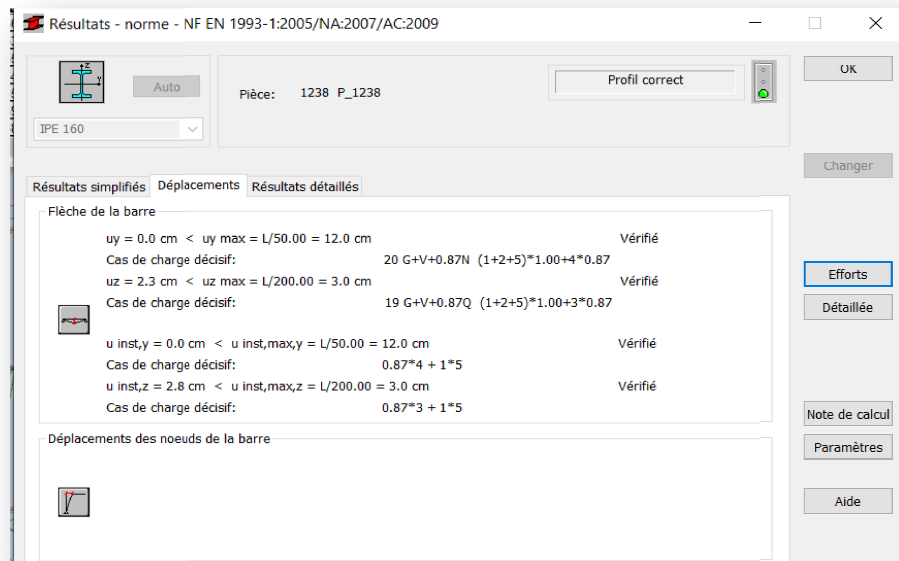


Figure V.3. Les efforts de la panne 1238 à l'état ultime de service (G+V).

- $p_y = 0 \text{ mm} < 120 \text{ mm}$,
- $p_z = 23 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$

Donc, La flèche est vérifiée dans les deux sens.

La condition de la flèche est vérifiée.

- Vérification au déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

D'après le **CCM 97**, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{M_{sdy}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sdz}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

Avec :

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\left[1 + (1/20) \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{C_1}} = \frac{6000/18,4}{\left[1 + (1/20) \times \left(\frac{6000/18,4}{160/7,4}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{1,132}} = 163,2$$

B.21 pour toute section courante en H ou I à semelles égales

$$C_1 = 1,132 [3]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = 1,52 > 0,4 \quad \text{il y a risque de déversement}$$

$$\beta_w = 1 \quad (\text{section classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 107,05$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 1,79$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \dots \text{facteur d'amplification}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,365$$

$$\frac{M_{sdy}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sdz}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,772 \leq 1$$

Pas de risque de déversement.

La panne est vérifiée avec un **IPE 160**.

B. Pannes type 02 " HEA160"

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
HEA160	30,4	152	160	6	9	15	38,8.10 ²	1673.10 ⁴
Profilé	W _{el,y} (mm ³)	W _{pl,y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el,z} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _z (mm)
HEA160	220.10 ³	245,1.10 ³	6,57.10	13,21.10 ²	615,6.10 ⁴	76,95.10 ³	117,6.10 ³	3,98×10

Tableau V.2.Caractéristiques du profilé HEA160.

• **Vérification de la résistance**

la résistance du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{sdy}}{M_{ply}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{sdz}}{M_{plz}} \right]^{\beta} \leq 1.0$$

Tel que :

$\alpha = 2$; $\beta = 1$ sections en I[3]

Et :

$$M_{sdy} = 23,95 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sdz} = 00 \text{ Kn.m}$$

On obtient alors :

$$\left(\frac{23,95}{79,1} \right)^2 + \left(\frac{0}{37,95} \right) = 0,09 \leq 1$$

avec:

- $M_{ply} = 245,1 \times 10^{-3} \times 355 / 1,1 = 79,1 \text{ Kn.m}$
- $M_{plz} = 117,6 \times 10^{-3} \times 355 / 1,1 = 37,95 \text{ Kn.m}$

La résistance du profilé est vérifiée.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

Vérification manuelle - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009

Vérification de la barre n°: 458 PANNE 2_458 Unités (kN) (kN*m)



Efforts internes dans la section analysée

Moments fléchissants		Forces transversales		Force axiale		Moment de torsion	
My,Ed	-24,93	Vy,Ed	0,00	NEd	-1,52	TEd	0,00
Mz,Ed	0,00	Vz,Ed	0,07				

Efforts internes dans les sections caractéristiques

Extrémité gauche		Extrémité droite		Milieu	
M1y,Ed	0,00	M2y,Ed	0,00	My,mid,Ed	-23,95
M1z,Ed	0,00	M2z,Ed	0,00	Mz,mid,Ed	0,00

Type de charge:

dir Y:  dir Z: 

Options

OK Annuler Aide Robot **Calculs**

Figure V.4. Les efforts de la panne 458 (1,35G+1,5V).

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd}^{\max} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{pl.Rd} = 1321 \times \frac{355 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} = 270,75 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 0,07 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 0,07 < V_{pl.Rd} = 270,75 \text{ KN}$$

Avec:

$$f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$\text{donc : } V_{sd}^{\max} = 0,07 \text{ Kn} < V_{plrd} = 270,75 \text{ Kn}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

- **Vérification de l'interaction moment fléchissant et effort tranchant**

$$V_{sd}^{\max} \leq 0,5 V_{plrd}$$

$$V_{sd}=0,07 \text{ Kn} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 135,375 \text{ Kn}$$

La condition d'interaction est vérifiée.

- **Vérification de la flèche**



Figure V.5. Les efforts de la panne 458 à l'état ultime de service (G+V).

- $\rho_y = 0 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$
- $\rho_z = 17 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$

Donc, La flèche est vérifiée dans les deux sens.

La condition de la flèche est vérifiée.

- **Vérification au déversement**

D'après le CCM 97, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{M_{sdy}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sdz}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

Avec :

$$\bullet \lambda_{LT} = \frac{1/i_z}{\left[1 + (1/20) \times \left(\frac{1/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{C_1}} = \frac{6000/39,8}{\left[1 + (1/20) \times \left(\frac{6000/39,8}{152/9}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{1,132}} = 94,83$$

B.21 pour toute section courante en H ou I à semelles égales

$$C_1 = 1,132[3]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \approx \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = 0,88 > 0,4 \quad \text{il y a risque de déversement}$$

$$\beta_w = 1 \quad (\text{section classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 107,05$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 0,95$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \dots \text{facteur d'amplification}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,764$$

$$\frac{M_{sdy}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sdz}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,396 \leq 1$$

Pas de risque de déversement.

La panne est vérifiée avec un **HEA 160**.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

V.3.2 La Ferme

V.3.2.1 Membrane inférieure (Barre 189)

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
HEA180	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3.10 ²	2510.10 ⁴
Profilé	W _{el.y} (mm ³)	W _{pl.y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el.z} (mm ³)	W _{pl.z} (mm ³)	i _z (mm)
HEA180	293,2.10 ³	324,9.10 ³	7,45.10	14,47.10 ²	924,6.10 ⁴	102,7.10 ³	156,5.10 ³	4,52.10

Tableau V.3. Caractéristiques des profilés HEA180.

- Traction

Figure V.6. Les efforts de la membrane inférieure 189(1, 35G+1,5N).

$$N=597,81 \text{ Kn}$$

$$N_{\text{trd}} = \frac{4530 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 1608,15 \text{ Kn}$$

$$N=597,81 \text{ Kn} < N_{\text{trd}} = 1608,15 \text{ Kn}$$

La membrane inférieure est vérifiée à la traction
Par HEA180 Avec un rendement de **37,17%**

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

- Compression

Figure V.7. les efforts de la membrure inferieur 363 (1,35G+1,5V)

$$N = -615,97 \text{ Kn}$$

On doit vérifier l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1710 \times 0,9}{74,5} = 20,65 \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{1710}{45,2} = 37,83$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{355}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1,14 \Rightarrow \lambda_1 = 107,05$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{107,05} = 0,19 < 0,20 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{107,05} = 0,35 > 0,20$$

Le flambement se produit autour de l'axe (z-z)

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

On doit vérifier le flambement :

Détermination de χ

Avec : $h/b = 171/180 = 0.95 < 1,2$ et $t_f = 9,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$.

\Rightarrow Courbe de flambement (z-z) 'c' $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 0,598 \quad \Longrightarrow \quad \chi_z = 0,923 < 1$$

On doit vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{N_{PL}}{\gamma_{ml}}$$

$$N_{pl} = \beta \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{pl} = 1 \times 4530 \times 355 \times 10^{-3} N_{pl} = 1608,15 \text{ Kn}$$

$$N = 615,97 \text{ Kn} < N = \frac{1608,15 \times 0,923}{1,1} = 1349,38 \text{ Kn}$$

La membrure inférieure est vérifiée à la compression

Par un HEA180 Avec un ratio de **45,64%**

V.3.2.2. Membrure supérieure

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
HEA180	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3.10 ²	2510.10 ⁴
Profilé	W _{el,y} (mm ³)	W _{pl,y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el,z} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _z (mm)
HEA180	293,1.10 ³	324,9.10 ³	7,45.10	14,47.10 ²	924,6.10 ⁴	102,7.10 ³	156,5.10 ³	4,52.10

Tableau V.4.Caractéristiques HEA180.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

- Traction

Efforts internes dans la section analysée			
Moments fléchissants	Forces transversales	Force axiale	Moment de torsion
My,Ed	Vy,Ed	NEd	TEd
-5,31	-1,62	550,04	-0,01
Mz,Ed	Vz,Ed		
1,36	-0,13		

Efforts internes dans les sections caractéristiques		
Extrémité gauche	Extrémité droite	Milieu
M1y,Ed	M2y,Ed	My,mid,Ed
-5,44	-5,31	-5,28
M1z,Ed	M2z,Ed	Mz,mid,Ed
-1,40	1,36	-0,02

Figure V.8. Les efforts de la membrure supérieure Barre 378 (1,35G+1,5N).

$$N = 541,33 \text{ Kn}$$

$$N_{trd} = \frac{4530.355 \cdot 10^{-3}}{1} = 1608,15 \text{ Kn}$$

$$N = 550,04 \text{ Kn} < N_{trd} = 1608,15 \text{ Kn}$$

La membrure inférieure est vérifiée à la traction par HEA180

Avec un ratio de **34,20%**

- Compression

Efforts internes dans la section analysée			
Moments fléchissants	Forces transversales	Force axiale	Moment de torsion
My,Ed	Vy,Ed	NEd	TEd
-2,99	-0,03	-454,81	-0,00
Mz,Ed	Vz,Ed		
0,03	-1,89		

Efforts internes dans les sections caractéristiques		
Extrémité gauche	Extrémité droite	Milieu
M1y,Ed	M2y,Ed	My,mid,Ed
-1,08	-2,99	-1,71
M1z,Ed	M2z,Ed	Mz,mid,Ed
-0,01	0,03	0,01

Figure V.9. Les efforts de la membrure inférieure 261 (1,35G+1,5N)

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

$$N = -454,81 \text{ KN}$$

On doit vérifier l'élançement :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1530 \cdot 0,9}{74,5} = 18,48 \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{1530}{45,2} = 33,85$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{355}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1,14 \Rightarrow \lambda_1 = 107,05$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{107,05} = 0,17 < 0,2 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{107,05} = 0,32 > 0,2$$

Le flambement se produit autour de l'axe (z-z)

On doit vérifier le flambement :

Détermination de X

Avec : $h/b = 171/180 = 0,95 < 1,2$ et $t_f = 9,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$.

\Rightarrow Courbe de flambement (z-z) 'c' $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,580 \quad \Longrightarrow \quad \chi = 0,939 < 1$$

On doit vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{N_{PL}}{\gamma_{ml}}$$

$$N_{pl} = \beta \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{pl} = 1 \times 4530 \times 355 \times 10^{-3}$$

$$N_{pl} = 1608,15 \text{ Kn}$$

$$N = 454,81 \text{ Kn} < N = \frac{1608,15 \times 0,957}{1,1} = 1372,77 \text{ Kn}$$

La membrure inférieure est vérifiée à la compression par un HEA180 Avec un ratio de **33,2%**

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

V.3.2.3. Diagonale

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
CAEP70X7		70	70		7	14	9,4.10 ²	67,09.10 ⁴
Profilé	W _{el,y} (mm ³)	W _{pl,y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el,z} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _z (mm)
CAEP70X7	13,55.10 ³	21,55.10 ³	27	7,96.10 ²	17,5.10 ⁴	6,28.10 ³	11,10.10 ³	14

Tableau V.5. Caractéristiques des CAEP 70×7.

- Compression

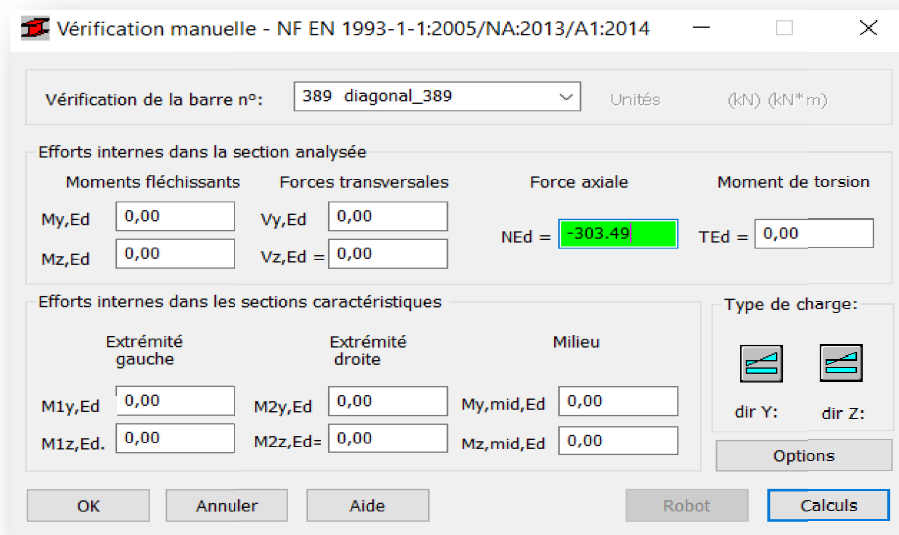


Figure V.10. Les efforts de la diagonale 389 (1,35G+1,5V).

$$N = 303,49 \text{ Kn}$$

On doit vérifier l'élanement

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{0,8 \times 2100}{27} = 62,22 \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2100}{14} = 78,57$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{355}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1,14 \Rightarrow \lambda_1 = 107,05$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{107,05} = 0,73 > 0,2 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{107,05} = 0,58 > 0,2$$

Risque de flambement autour de (y-y) et (z-z)

On doit vérifier le flambement :

- Détermination de X

Avec : $h/b = 70/70 = 1 < 1,2$ et $t_f = 7 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (z-z) 'c' $\Rightarrow \alpha = 0,49$

\Rightarrow Courbe de flambement (y-y) 'b' $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\begin{aligned} \Phi_y &= 0,5 \times [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \Phi_y &= 0,856 \quad \Longrightarrow \quad \chi_y = 0,767 < 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \\ \Phi_z &= 0,761 \quad \Longrightarrow \quad \chi_z = 0,797 < 1 \end{aligned}$$

le flambement se produit autour de l'axe (y-y)

On doit vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{N_{PL}}{\gamma_{ml}}$$

$$N_{pl} = \beta \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{pl} = 1 \times 940 \times 355 \times 10^{-3}$$

$$N_{pl} = 333,7 \text{ Kn}$$

$$N = 151,745 \text{ Kn} < N_y = \frac{333,7 \cdot 0,767}{1,1} = 232,67 \text{ Kn}$$

La diagonale est vérifiée à la compression par un 2CAEP 70×7 Avec un ratio de **65,21%**

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

- Traction

Figure V.11. Les efforts de la diagonale Barre 215(1,35G+1,5N).

$$N = 313,85 \text{ Kn}$$

$$N_{\text{trd}} = \frac{940 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 333,7 \text{ Kn}$$

$$N = 156,925 \text{ Kn} < N_{\text{trd}} = 333,7 \text{ Kn}$$

La diagonale est vérifiée à la traction par un 2CAEP 70×7 avec un ratio de **47,02 %**

V.3.3. Contreventement

V.3.3.1. Horizontal

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
CAEP 120×12		120	120	12	12	46	27,54.10 ²	583,71.10 ⁴
Profilé	W _{el.y} (mm ³)	W _{pl.y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el.z} (mm ³)	W _{pl.z} (mm ³)	i _z (mm)
CAEP 120×12		68,79.10 ³	46		151,62.10 ⁴	31,56.10 ³		23

Tableau VI.6. Caractéristiques CAEP 120X12.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

- Compression

Figure V.12. Les efforts de contreventement horizontal 1102(1,35G+1,5N)

$$N = -29,76 \text{ Kn}$$

On doit vérifier l'élanement:

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3940}{46} = 85,65 \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3940}{23} = 171,3$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{355}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1,14 \Rightarrow \lambda_1 = 107,05$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{107,05} = 1,6 > 0,2 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{107,05} = 0,80 > 0,2$$

Risque de flambement autour de l'axe (z-z) et (y-y)

On doit vérifier le flambement :

Détermination de X

Avec : $h/b = 120/120 = 1 < 1,2$ et $t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (z-z) 'c' $\Rightarrow \alpha = 0,49$

\Rightarrow Courbe de flambement (y-y) 'b' $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

$$\Phi_y = 0,922 \chi_y = 0,922 \times 1$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 2,123 \chi_z = 2,123 \times 1$$

le flambement se produit autour de l'axe (z-z)

On doit vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{N_{PL}}{\gamma_{ml}}$$

Avec :

$$N_{pl} = \beta \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{pl} = 1 \times 2754 \times 355 \times 10^{-3}$$

$$N_{pl} = 977,67 \text{ Kn}$$

$$N = 29,76 \text{ Kn} < N_z = \frac{977,67 \times 0,284}{1,1} = 252,41 \text{ Kn}$$

Le contreventement horizontal est vérifié à la compression par un CAEP120×12 avec un rendement de **11,8 %**

- **Traction**

Vérification manuelle - NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014

Vérification de la barre n°: 1101 CV_1101 Unités (kN) (kN*m)

Efforts internes dans la section analysée

Moments fléchissants		Forces transversales		Force axiale	Moment de torsion
My,Ed	-0,73	Vy,Ed	-0,76	NEd =	TEd =
Mz,Ed	0,89	Vz,Ed =	-0,84	30,59	0,00

Efforts internes dans les sections caractéristiques

Extrémité gauche		Extrémité droite		Milieu	
M1y,Ed	0,21	M2y,Ed	-0,73	My,mid,Ed	0,97
M1z,Ed	0,50	M2z,Ed =	0,89	Mz,mid,Ed	-0,53

Type de charge:

dir Y: dir Z:

Options

OK Annuler Aide Robot **Calculs**

Figure-V.13. Les efforts de contreventement horizontal 1101(1,335G +1,5V)

$$N = 30,59 \text{ Kn}$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

$$N_{trd} = \frac{2754 \times 355 \times 10^{-6}}{1} = 977,67 \text{ Kn}$$

$$N = 30,95 \text{ Kn} < N_{trd} = 977,67 \text{ Kn}$$

Le contreventement est vérifié à la traction par un CAEP 120×12 avec un ratio de **3,17%**

V.3.3.2. Verticale

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
CAEP 120×12		120	120	12	12	46	27,54.10 ²	583,71.10 ⁴
Profilé	W _{el,y} (mm ³)	W _{pl,y} (mm ³)	i _y (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el,z} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _z (mm)
CAEP 120×12		68,79.10 ³	46		151,62.10 ⁴	31,56.10 ³		23

Tableau V.7. Caractéristiques CAEP 120×12.

- **Compression**

Vérification manuelle - NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014

Vérification de la barre n°: 1044 CV_1044 Unités: (kN) (kN*m)

Efforts internes dans la section analysée

Moments fléchissants	Forces transversales	Force axiale	Moment de torsion
M _{y,Ed} = -0,90	V _{y,Ed} = -0,67	N _{Ed} = -34,85	T _{Ed} = -0,00
M _{z,Ed} = 0,79	V _{z,Ed} = -0,70		

Efforts internes dans les sections caractéristiques

Extrémité gauche	Extrémité droite	Milieu
M _{1y,Ed} = -0,44	M _{2y,Ed} = -0,90	M _{y,mid,Ed} = 0,50
M _{1z,Ed} = 0,58	M _{2z,Ed} = 0,79	M _{z,mid,Ed} = -0,48

Type de charge: dir Y: dir Z:

Options

OK Annuler Aide Robot **Calculs**

Figure V.14. les efforts de contreventement vertical 1044(1,35G+1,5V).

$$N = -34,85 \text{ KN}$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

On doit vérifier l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3640}{46} = 79,13 \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3640}{23} = 158,26$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{355}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1,14 \Rightarrow \lambda_1 = 107,05$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{107,05} = 1,47 > 0,2 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{107,05} = 0,73 > 0,2$$

Risque de flambement autour de l'axe (z-z) et (y-y)

On doit vérifier le flambement :

Détermination de X

Avec : $h/b = 120/120 = 1 < 1,2$ et $t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$.

\Rightarrow Courbe de flambement (z-z) 'c' $\Rightarrow \alpha = 0,49$

\Rightarrow Courbe de flambement (y-y) 'b' $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,856 \chi_y = 0,856 \Rightarrow 1$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 1,891 \chi_z = 1,891 \Rightarrow 1$$

le flambement se produit autour de l'axe (z-z)

$$N \leq \chi \frac{N_{PL}}{\gamma_{ml}}$$

$$N_{pl} = \beta \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{pl} = 1 \times 2754 \times 355 \times 10^{-3}$$

$$N_{pl} = 977,67 \text{ Kn}$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

$$N = 34,85 \text{ Kn} < N_z = \frac{977,66 \times 0,324}{1,1} = 287,96 \text{ Kn}$$

Le contreventement verticale est vérifié à la compression par un CAEP 120X12 avec un ratio de **12,10%**

- **Traction**

Figure-V.15. Les efforts de contreventement verticale 1034(1,35G+1,5V+1,3Q)

$$N = 36,29 \text{ Kn}$$

$$N_{trd} = \frac{2754.355.10^{-3}}{1} = 977,67 \text{ Kn}$$

$$N = 36,29 \text{ Kn} < N_{trd} = 977,67 \text{ Kn}$$

le contreventement verticale est vérifiée à la traction par un CAEP 120×12 avec un rendement de **3,72%**

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

V.3.4. Ciseaux

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _v (mm ⁴)
CAEP70X7		70	70		7	14	9,4.10 ²	67,09.10 ⁴
Profilé	W _{el.v} (mm ³)	W _{pl.v} (mm ³)	i _v (mm)	A _{vz} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	W _{el.z} (mm ³)	W _{pl.z} (mm ³)	i _z (mm)
CAEP70X7	13,55.10 ³	21,55.10 ³	27	7,96.10 ²	17,5.10 ⁴	6,28.10 ³	11,10.10 ³	14

Tableau V.9. Caractéristiques des CAEP 70×7 pour les ciseaux.

- Compression

Figure V.15. Les efforts de ciseau 1297(G+Q+E_y)

$$N = -20,72 \text{ Kn}$$

On doit vérifier l'élanement

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3090}{27} = 114,44 \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3090}{14} = 220,71$$

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{355}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1,14 \Rightarrow \lambda_1 = 107,05$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{107,05} = 2,06 > 0,2 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{107,05} = 1,06 > 0,2$$

Risque de flambement autour de l'axe (z-z) et (y-y)

On doit vérifier le flambement :

Détermination de X

Avec : $h/b = 70/70 = 1 < 1,2$ et $t_f = 7 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (z-z) 'c' $\Rightarrow \alpha = 0,49$

\Rightarrow Courbe de flambement (y-y) 'b' $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 1,208 \quad \Longrightarrow \quad \chi_y = 0,559 < 1$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 3,077 \quad \Longrightarrow \quad \chi_z = 0,186 < 1$$

le flambement se produit autour de l'axe (z-z) par la formule de 5.46 avec la courbe (C) [3]

On doit vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{N_{PL}}{\gamma_{ml}}$$

$$N_{pl} = \beta \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{pl} = 1 \times 940 \times 355 \times 10^{-3}$$

$$N_{pl} = 333,7 \text{ Kn}$$

$$N = 20,72 \text{ Kn} < N_z = \frac{333,7 \times 0,186}{1,1} = 56,42 \text{ Kn}$$

La diagonale est vérifiée à la compression par un CAEP 70×7 Avec un ratio de **36,72 %**

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

- Traction

Figure V.16. Les efforts de la diagonale Barre 960 (G+Q+Ey)

$N = 16,75 \text{ KN}$

$$N_{\text{trd}} = \frac{940 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 333,7 \text{ Kn}$$

$N = 16,75 \text{ Kn} < N_{\text{trd}} = 333,7 \text{ Kn}$

La diagonale est vérifiée à la traction par un CAEP 70×7 avec un ratio de **5,02 %**

V.3.5. Conclusion pour le bloc

Après les calculs bien spécifiés et leurs vérifications on a opté pour les sections des profilés qui sont représenté dans le tableau suivant:

Elément		Profilé
Pannes 01		IPE160
Pannes 02		HEA160
La ferme	Membrure supérieur	HEA180
	Membrure inférieur	HEA180
	Diagonale	2CAEP 70×7
	Montant	2CAEP 70×7
Contreventement horizontal		CAEP 120×12
Contreventement verticale		CAEP 120×12
Ciseaux		CAEP 70×7

Tableau V.10. Récapitulative des profilés en charpente métallique.

Chapitre V Vérification des éléments de la toiture

VI .Assemblage des profilés

VI.1. Introduction

L'assemblage est une caractéristique essentielle pour la construction métallique, il est composée d'un ensemble d'éléments de barres constitués de profilés laminés ou soudés de différentes formes qu'il faut relier entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons et la continuité entre ces différents éléments donne ce qu'on appelle un assemblage tout en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces,

VI.1.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés .
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VI.1.3. Combinaison d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$
- $G\pm 1,5V$
- $1,35 (G+Q+N+V)$

VI.2. Le boulonnage

Il y a deux types de boulon pour le boulonnage, le boulon ordinaire et le boulon HR (haute résistance) bien qu'il présente le même aspect le boulon HR est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête.

VI.2.1. Dimension des boulons ordinaires

Les boulons ordinaires sont vérifiés par rapport :

- Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement
- Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées
- Résistance des boulons à la traction
- Résistance simultanément au cisaillement et à la traction

VI.2.1.1. Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VI.1. Valeur de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction des boulons.

VI.2.2. Dimension des boulons précontraints HR (haute résistance)

Les boulons HR sont vérifiés par rapport :

- Résistance des boulons au glissement
- Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées
- Résistance simultanément au cisaillement et à la traction
-

VI.2.2.1. Caractéristiques mécanique des boulons

Il existe deux classe de boulons HR, définies en fonction de leur contrainte limite d'élasticité f_{yb} et leur contrainte de rupture f_{ub} soit :

Repère	Appellation	f_{ub} (MPa)	F_{yb} (MPa)
HR 1	HR 10.9	1000	900
HR 2	HR 8.8	800	640

Tableau VI.2. valeur de la limite d'élasticité et la contrainte de rupture pour les boulons HR.

VI.3. Le soudage

Le soudage est un procédé qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification « soudure ».

VI.3.1. calcul des cordons de soudure

Pour ce type de soudure on admet qu'il y a continuité de matière, donc continuité des pièces, aux deux conditions toutefois, que l'épaisseur de la soudure soit au moins égale à l'épaisseur de la plus faible des pièces assemblées et que le métal apporte des caractéristiques mécanique au moins égales à celle du métal de base.

Il existe trois formes de cordons de soudures :

- **Cordons frontaux**

$$a \times \sum l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2 - \sin \theta}}{f_u}$$

- **Cordons latéraux**

$$a \times \sum l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{3}}{f_u}$$

- **Cordons obliques**

$$a \times \sum l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

VI.4. Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, (07) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes du CCM97, On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Auto desk Robot.

Les assemblages qui seront traités sont :

- 1-Assemblage de contreventement en X.
- 2-Assemblage membrure-membrure de poutre en treillis
- 3-Assemblage diagonal -montant de poutre en treillis
- 4-Assemblage membrure-membrure (courbé) de poutre en treillis.
- 5-base de poutre en treillis.
- 6-Assemblage de ciseaux Type 01.
- 7-Assemblage de ciseaux Type 02.

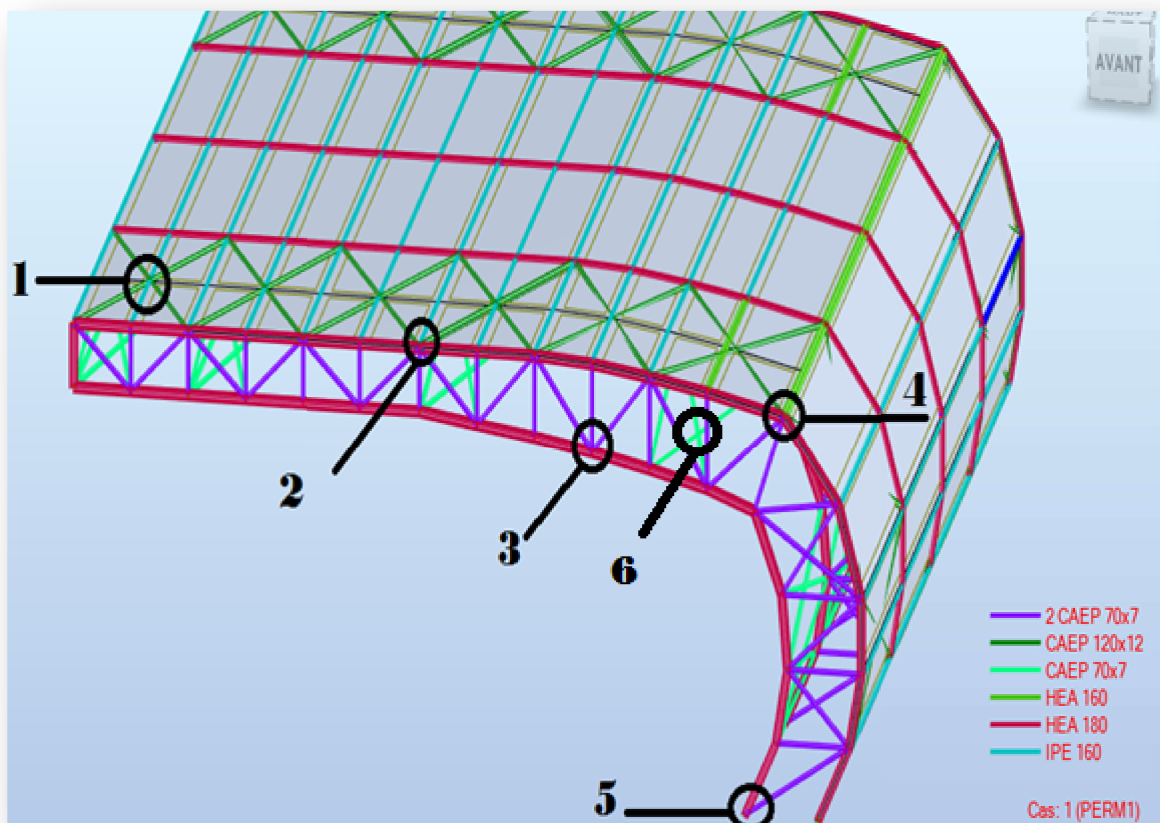


Figure VI.1. Types d'assemblages.

VI.4.1. Assemblage 01 " contreventement enCAEP120×12"

- Données de calcul

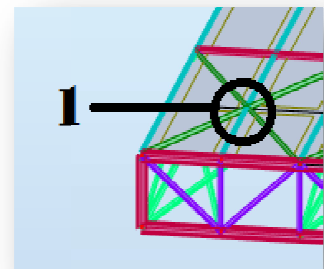
Effort axial : $N_{sd}=26,71 \text{ Kn}$

- Choix de diamètre du boulon [3]

Epaisseur de la platine : ép. = 12 mm

- $t \leq 10 \text{ mm}$ d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25 \text{ mm}$ d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine $t = 12 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 18 \text{ m}$



A. Calcul de l'assemblage boulonné

Les boulons subissent un effort de cisaillement $N_{sd}=26,71 \text{ kN}$ (1,35G+,5V)

Les boulons utilisés sont de type HR (haute résistance) **M18 classe 10.9.**

- **Vérification de la résistance au glissement [3]**
- **Détermination du nombre des boulons**

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s.rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_{p,rd}}{\gamma_{ms}}$$

$$k_s = 1$$

$$m = 1$$

$$\mu = 0,3$$

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$A_s = 192 \text{ mm}^2$$

$$F_{p,rd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 134,40 \text{ Kn}$$

$$F_{s.rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 134,40}{1,25} = 32,25 \text{ Kn}$$

$$\text{D'où : } n \geq \frac{26,71}{32,25} = 0,82$$

- On prend **n=3** (nombre de colonnes des boulons) **M18 HR.10.9**

- **Dispositions constructives :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 144 \text{ mm}$

$$e_1 = 40 \text{ mm} \quad ; \quad p_1 = 60 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pression diamétrale [3]**

Il faut que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{br.d} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,66$$

$$F_{v.sd} = \frac{26,71}{3} < F_{br.d} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 510 \times 18 \times 12}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$F_{v.sd} = 8,9 \text{ Kn} < F_{br.d} = 145,41 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement [3]**

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{v.sd} = \frac{26,71}{3} \leq F_{v.rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 192}{1,25}$$

$$F_{v.sd} = 8,9 \text{ Kn} \leq F_{v.rd} = 76,8 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

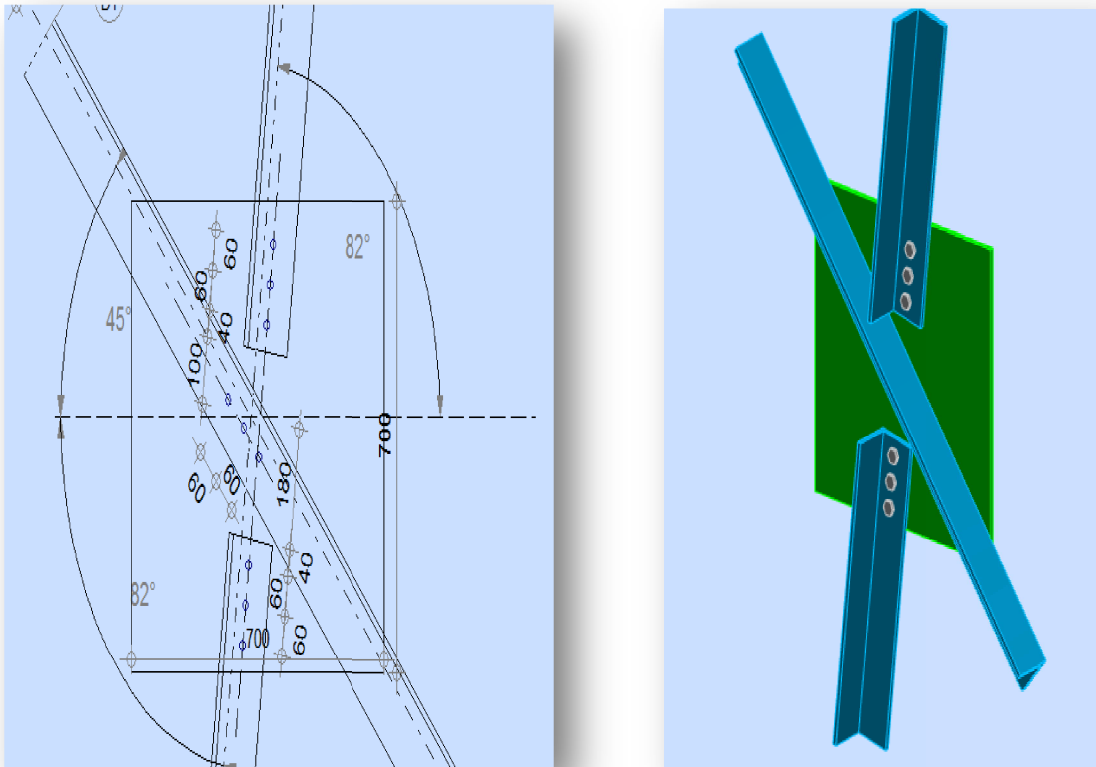


Figure VI.2. Assemblage "01" contreventement en X.

VIII.4.2. Assemblage 2 "membrure HEA180-membrure HEA180 "

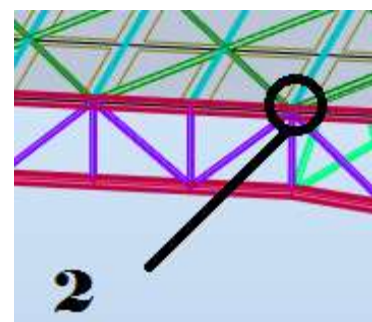
- Assemblage bout à bout

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et la poutre, la poutre doit être soudée sur la plaque.

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre HEA 180:

$h = 171 \text{ mm}$; $b = 180 \text{ mm}$; $t_f = 9,5 \text{ mm}$; $t_w = 6 \text{ mm}$; $A = 45,3 \text{ cm}^2$



- **Données de calculs** (1,35G+1,5V)
 - Moment fléchissant : $M=1,7 \text{ Kn.m}$
 - Effort tranchant : $V_{sd}=174,90 \text{ kN}$
 - Effort axial : $N_{sd}=323,40\text{kN}$
- **Choix de diamètre du boulon [3]**

Epaisseur de la platine : ép. = 10 mm

- $t \leq 10 \text{ mm}$ d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25 \text{ mm}$ d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 20 \text{ mm}$

A- Calcul de l'assemblage boulonné

Les boulons subissent un effort de cisaillement $V_{sd}=174,90 \text{ KN}$

Les boulons utilisés sont de type HR (haute résistance) **M20 classe 10.9.**

- **Vérification de la résistance au glissement [3]**
- **Détermination du nombre des boulons**

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_{p,rd}}{\gamma_{ms}}$$

$$k_s = 1$$

$$m = 1$$

$$\mu = 0,3$$

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$F_{p,rd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 171,5 \text{ Kn}$$

$$F_{s,rd} = 41,16 \text{Kn}$$

D'où :

$$n \geq \frac{174,90}{41,16} = 3,31$$

$n_2 = 2$ (nombre de file)

On prend **n= 4M20** (boulons) HR. 10.9

$n_1 = 2$ (nombre des boulons par ranger)

• **Dispositions constructives :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$ **$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$**
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm})$ \Rightarrow **$48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$**
- $1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$ **$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$**
- $3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm})$ **$66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$**

$$e_1 = 100 \text{ mm} ; p_1 = 71 \text{ mm} ; e_2 = 180 \text{ mm} ; p_2 = 171 \text{ mm}$$

• **Vérification de la pression diamétrale [3]**

Il faut que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{br.d} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0,82$$

$$F_{v.sd} = \frac{174,90}{4} < F_{br.d} = \frac{2,5 \times 0,82 \times 510 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$F_{v.sd} = 43,72 \text{Kn} < F_{br.d} = 167,28 \text{Kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement [3]**

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{v.sd} = \frac{174,90}{4} \leq F_{v.rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25}$$

$$F_{v.sd} = 43,72 \text{Kn} \leq F_{v.rd} = 98 \text{Kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Résistance des boulons simultanément au cisaillement et à la traction**

$$k_s = 1$$

$$m = 1$$

$$n = 2$$

$$\mu = 0,3$$

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 171,5 \text{Kn}$$

- **Détermination des efforts dans les boulons**

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

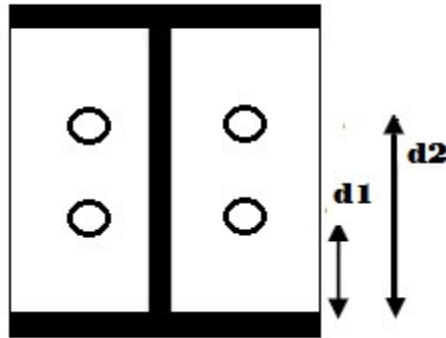
$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq n F_p$$

$$n F_p = 2 \times 0,7 f_{up} A_s \quad \text{Avec } n=2 \text{ (nombre de boulons par rangés).}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon



Disposition constructive des boulons

- Position de l'axe neutre :

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 9,5 \times \sqrt{\frac{180}{6}} = 52,03 \text{ mm}$$

$$d_1 = 116,25 \text{ mm} ; d_2 = 45,25 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 15561,625 \text{ mm}^2$$

L'effort de précontrainte :

$$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

$$F_{m1} = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{1,7 \times 116,25 \times 10^3}{15561,625} = 12,70 \text{ kN} \leq n F_p = 343 \text{ kN} \text{ vérifiée}$$

$$F_{t,sd} = F_{m1} = 12,70 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,rd} - 0,8 F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{174,9}{4} \leq F_{s,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times (171,5 - 0,8 \times 12,70)}{1,25}$$

$$F_{v,sd} = 43,72 \text{ kN} < F_{s,rd} = 77,44 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

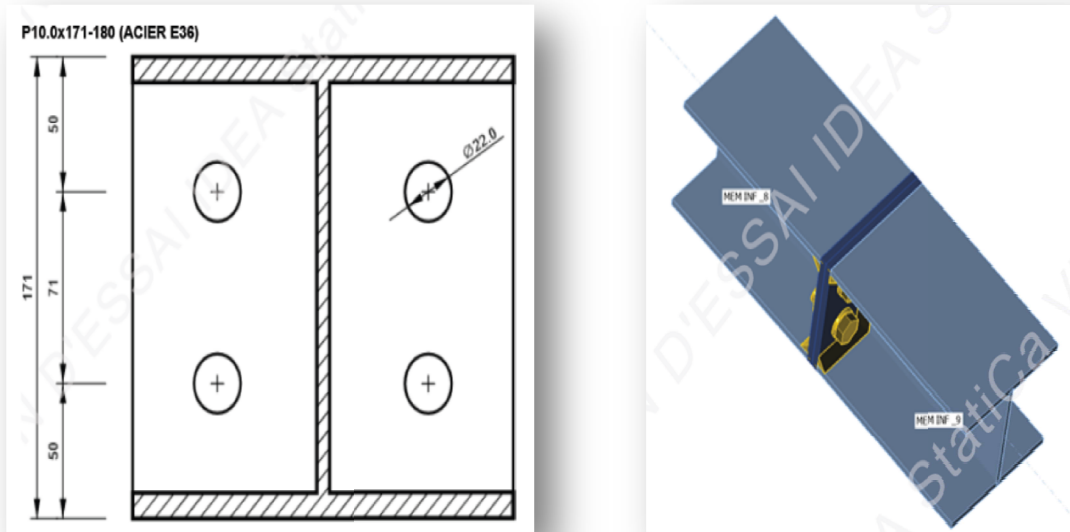


Figure VI.3. Assemblage "02" membrure-membrure.

B-Vérification de la Résistance à la soudure [3]

L'effort maximum dans la poutre N= 323,40 KN

Nous avons un cordon frontal :

$$a \times \sum l \geq \beta_w \times \gamma_{mw} \frac{N \sqrt{2 - \sin \theta}}{f_u}$$

$$N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{2}}$$

$$N \leq \frac{10 \times 1050 \times 510}{0,9 \times 1,35 \times \sqrt{2}} = 3116,50Kn$$

N = 323,40Kn < N=3116,50Kn.....vérifiée

a=10mm, Σl=1050 mm, fu=510 N/mm², βw =0,9, γmw = 1,35 ; α=0°

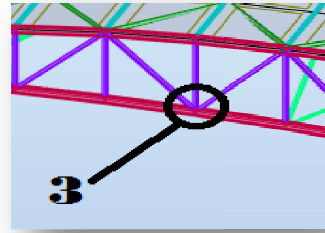
Avec un ratio de 10,37 %

On prend un cordon de soudure frontal de **10mm** pour les poutres.

VI.4.3. Assemblage 03 " diagonal 2CAEP 70×7 - montant 2CAEP 70×7 "

- **Assemblage des barres par un gousset**

On doit fixer les barres à l'aide des soudures qui lient le gousset et les barres.



A-Vérification de la Résistance à la soudure[3]

Sous (1, 35G+1,5N)

Cordon 1 (Barre 1 : Diagonal gauche)

$$N_1 = 53,61 \text{ Kn}, \gamma_{mw} = 1,35, \Sigma L = 2 \times 272 = 544 \text{ mm}, \beta_w = 0,9$$

$$\text{Avec : } \sin \alpha = \sin 49,10^\circ = 0,75$$

$$N \leq \frac{a \times \Sigma L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$N \leq \frac{7 \times 544 \times 510}{0,9 \times 1,35 \times \sqrt{3 - 0,56}} = 1023,28 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow N_1 = 53,61 \text{ Kn} < N = 1023,28 \text{ Kn} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

On prend un cordon de soudure oblique de **7mm**.

Cordon 2 (Barre 2 : Diagonal droite)

$$N_2 = 59,61 \text{ Kn}, \gamma_{mw} = 1,35, \Sigma L = 2 \times 272 = 544 \text{ mm}, \beta_w = 0,9$$

$$\text{Avec : } \sin \alpha = \sin 49,10^\circ = 0,75$$

$$N \leq \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$N \leq \frac{7 \times 544 \times 510}{0,9 \times 1,35 \times \sqrt{3 - 0,56}} = 1023,28 \text{ Kn}$$

$\Rightarrow N_2 = 59,61 \text{ Kn} < N = 1023,28 \text{ Kn} \Rightarrow$ Vérifiée

On prend un cordon de soudure oblique de **7mm**.

- **Cordon 3 (Barre 3 : Montant)**

$$N_3 = 21,39 \text{ Kn}, \gamma_{mw} = 1,35, \sum L = 2 \times 272 = 544 \text{ mm}, \beta_w = 0,9$$

$$N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

$$N \leq \frac{7 \times 544 \times 510}{0,9 \times 1,35 \times \sqrt{3}} = 922,85 \text{ Kn}$$

$\Rightarrow N_3 = 21,39 \text{ Kn} < N = 922,85 \text{ Kn} \Rightarrow$ Vérifiée

On prend un cordon de soudure latéral de **7mm**.

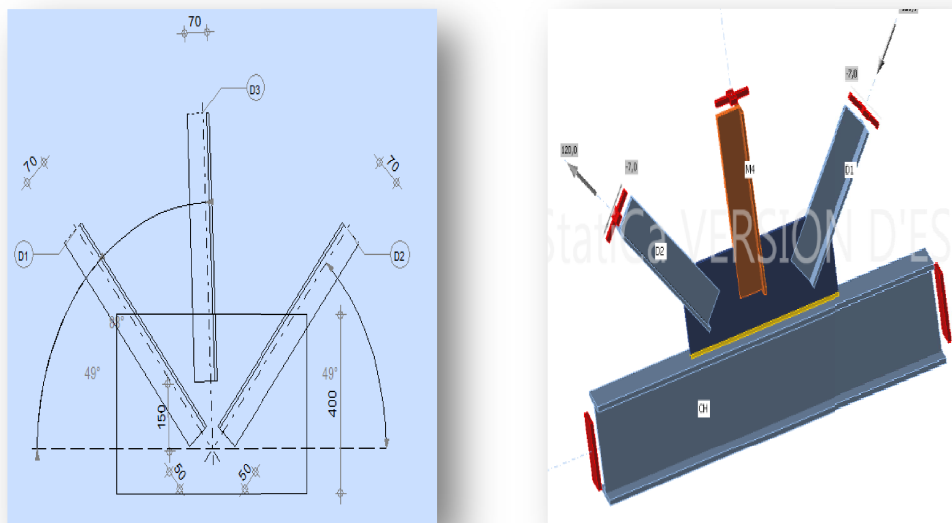


Figure-VI.4. Assemblage 03 Diagonal-Montant.

VIII.4.4. Assemblage 04 " membrure HEA180-membrure HEA180 (courbé)

- Assemblage bout à bout

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et la poutre, la poutre doit être soudée sur la plaque.



- Caractéristiques géométriques des profilés et

données mécaniques

Poutre HEA 180

$h = 171 \text{ mm}$; $b = 180 \text{ mm}$; $t_f = 9,5 \text{ mm}$; $t_w = 6 \text{ mm}$; $A = 45,3 \text{ cm}^2$

- Données de calcul sous (1,35G+1,5V)

Moment fléchissant : $M_{sd} = 15,63 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $V_{sd} = 152,40 \text{ kN}$

Effort axial : $N_{sd} = 374,05 \text{ kN}$

- **Choix de diamètre du boulon [3]**

Épaisseur de la platine : ép. = 20 mm

- $t \leq 10$ mm d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25$ mm d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25$ mm d = (24 ; 27 ; 30) mm

On a l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend $\varnothing = 20$ mm

A- Calcul de l'assemblage boulonné

Les boulons subissent un effort de cisaillement $V_{sd} = 152,40$ KN

Les boulons utilisés sont de type HR (haute résistance) **M20 classe 10.9.**

Vérification de la résistance au glissement [3]

- **Détermination du nombre des boulons**

Il faut vérifier que :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_{p,rd}}{\gamma_{ms}}$$

$$k_s = 1$$

$$m = 1$$

$$\mu = 0,3$$

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$F_{p,rd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = 41,16 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } n \geq \frac{152,40}{41,16} = 3,70$$

$n_2 = 2$ (nombre de file)
 On prend $n = 4M20$ (boulons) HR.10.9 $\left\{ \begin{array}{l} \\ n_1 = 2 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

• **Dispositions constructives :**

$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$ **$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$**
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm})$ \Rightarrow **$48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$**
- $1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$ **$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$**
- $3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm})$ **$66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$**

$e_1 = 100 \text{ mm}$; $p_1 = 80 \text{ mm}$; $e_2 = 180 \text{ mm}$; $p_2 = 208 \text{ mm}$

• **Vérification de la pression diamétrale [3]**

Il faut que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{br.d} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,96$$

$$F_{v.sd} = \frac{152,40}{4} < F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 510 \times 20 \times 20}{1,25} \times 10^{-3}$$

$F_{v.sd} = 38,10 \text{ Kn} < F_{brd} = 391,68 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

• **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement [3]**

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{v.sd} = \frac{152,40}{4} \leq F_{v.rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25}$$

$F_{v.sd} = 38,10 \text{ Kn} \leq F_{v.rd} = 98 \text{ Kn} \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Résistance des boulons simultanément au cisaillement et à la traction**

$k_s = 1$

$m = 1$

$n = 2$

$\mu = 0,3$

$\gamma_{MS} = 1,25$

$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

$A_s = 245 \text{ mm}^2$

$F_{p,rd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 171,5 \text{ Kn}$

• **Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

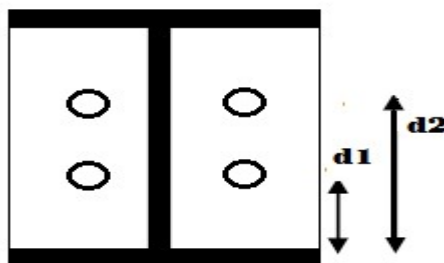
$$F_{mi} = \frac{Msd \times d_i}{\sum d_i^2} \leq nF_P$$

$nF_P = 2 \times 0,7 f_{up} A_s$ Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon



Disposition constructive des boulons

- Position de l'axe neutre :

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 9,5 \times \sqrt{\frac{180}{6}} = 52,03 \text{ mm}$$

$$d_1 = 135,25 \text{ mm} ; d_2 = 55,25 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 21345,125 \text{ mm}^2$$

L'effort de précontrainte :

$$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

$$F_{m1} = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{15,63 \times 135,25 \times 10^3}{21345,125} = 99,03 \text{ kN} \leq nF_p = 343 \text{ kN} \text{ vérifiée}$$

$$F_{t,sd} = F_{m1} = 99,03 \text{ Kn}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,rd} - 0,8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{152,40}{4} \leq F_{s,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times (171,5 - 0,8 \times 99,03)}{1,25}$$

$$F_{v,sd} = 38,1 \text{ Kn} < F_{s,rd} = 44,29 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

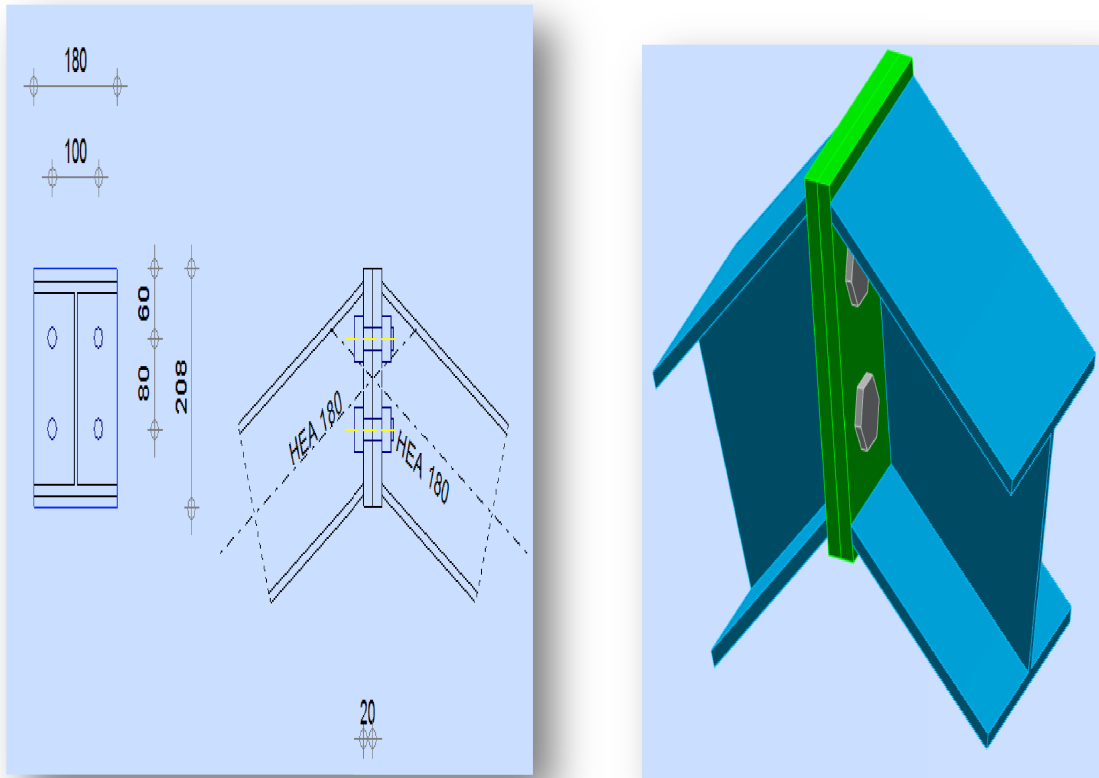


Figure VI.5. Assemblage "04" membrure-membrure (courbé).

B-Vérification de la Résistance à soudure[3]

L'effort maximum dans la poutre N= 374,05 KN

Nous avons des cordons obliques

$$N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}} \quad (\text{CCM97.art.6.6.5.3})$$

$$N \leq \frac{7 \times 1050 \times 510}{0,9 \times 1,35 \times \sqrt{3 - 0,17}} = 1833,95 \text{Kn}$$

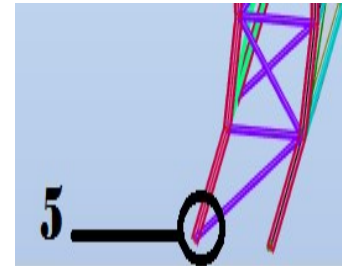
N = 374,05 Kn < N=1833,95 Kn.....vérifiée

$a=7\text{mm}$, $\Sigma l=1050\text{ mm}$, $f_u=510\text{ N/mm}^2$, $\beta_w =0,9$, $\gamma_{mw} = 1,35$; $\alpha=24,60^\circ$
 Avec un ratio de 20,39 %

On prend un cordon de soudure oblique de **7mm** pour les poutres.

VI.4.5. Assemblage 05 "base de la poutre en treillis"

La base des poutres en treillis ce sont des dispositifs de liaison qui lient la Toiture a la tribune, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts. Ces dispositifs sont soit articulé soit encastrer, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », fixées aux pieds des poutres par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poutres sont encastrées à leur base.



- **Base de poutre HEA180-Ciseau et Diagonal CAEP**

On va traiter cet assemblage par le logiciel **IDEASTATICA**, c'est un assemblage qui lie la base de la poutre en treillis métallique et le poteau en béton armé.

- Les efforts utilisés.

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1	-544.5	28.8	-130.3	-1.9	18.6	-0.8
	M2	-1.1	-1.2	-5.4	0.0	-1.2	1.3
	M3	1.1	1.1	26.7	0.0	-1.3	1.2

- Les résultats de calcul seront dans l'annexe.

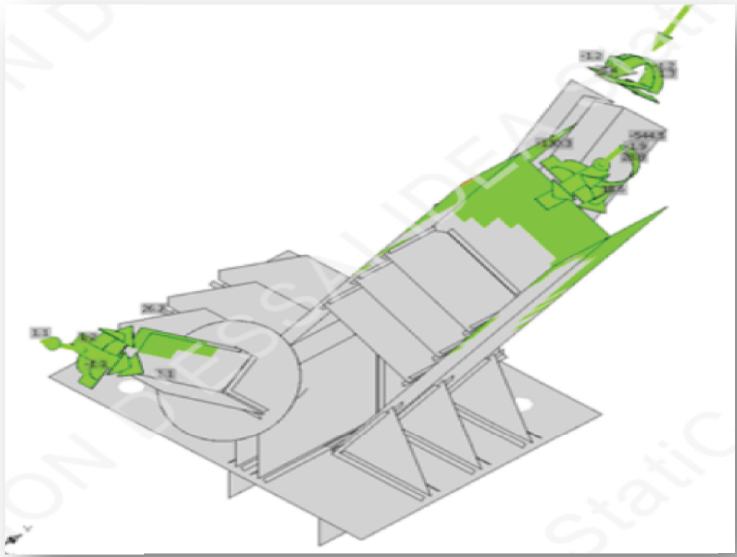
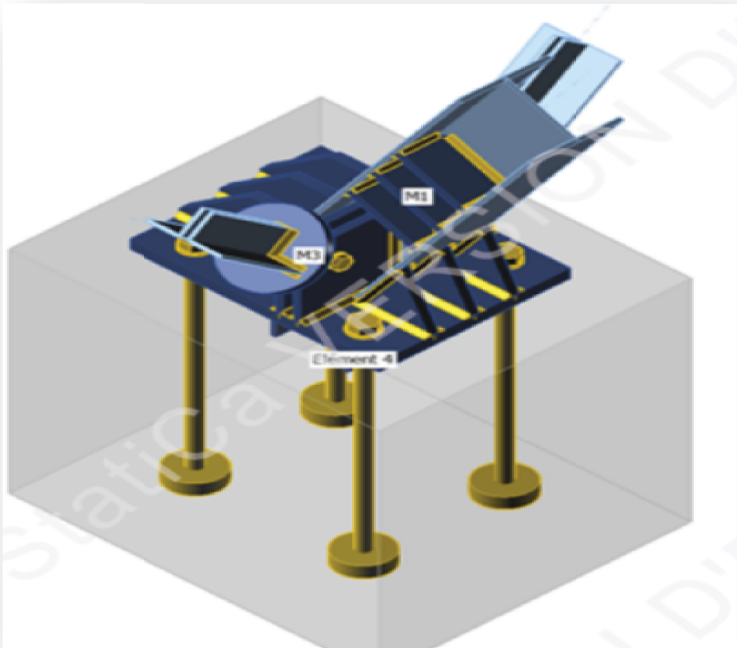


Figure VI.6. Assemblage "05" base de poutre.

VI.4.6. Assemblage 06 ciseaux " CAEP 70x7 "

- **Données de calcul (G+V)**

Effort axial : $N_{sd}=14,30\text{kN}$

- **Choix de diamètre du boulon [3]**

Epaisseur de la platine : ép. = 10 mm

- $t \leq 10 \text{ mm}$ d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25 \text{ mm}$ d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 12 \text{ mm}$

A- Calcul de l'assemblage boulonné

Les boulons subissent un effort de cisaillement $N_{sd}=14,30\text{kN}$

Les boulons utilisés sont de type ordinaire **M12 classe 8.8.**

Vérification de la résistance au cisaillement [3]

- **Détermination du nombre des boulons**

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

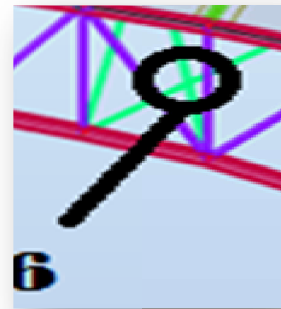
$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$A_s = 84,3 \text{ mm}^2$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 84,3}{1,25} = 32,37 \text{ kN}$$

$$D'où : n \geq \frac{14,30}{32,37} = 0,44$$

On prend **n = 3** (nombre de colonnes des boulons) Boulons ordinaire **M12 classe 8.8**



- **Dispositions constructives :**

$$d_0 = \emptyset + 1 = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$$

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow 15,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 28,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$

$$e_1 = 40 \text{ mm} ; p_1 = 60 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pression diamétrale [3]**

Il faut que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{br.d} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{v.sd} = \frac{14,30}{3} < F_{br.d} = \frac{2,5 \times 1 \times 510 \times 12 \times 10}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$F_{v.sd} = 4,76 \text{ Kn} < F_{br.d} = 122,4 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement [3]**

- Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{v.sd} = \frac{14,30}{3} \leq F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 84,3}{1,25}$$

$$F_{v.sd} = 4,76 \text{ Kn} \leq F_{v.rd} = 32,37 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

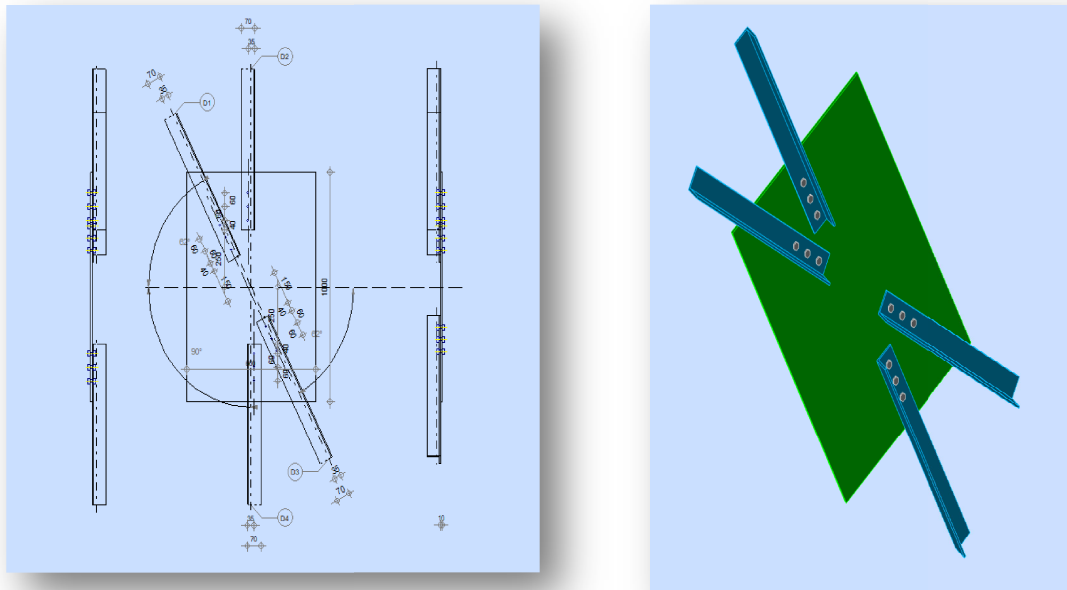


Figure VI.7. Assemblage "06" ciseaux.

VI.4.7. Assemblage 07 "ciseaux CAEP 70×7-membrure inferieure HEA180

- **Données de calcul (G+V)**

Effort axial : $N_{sd}=3,39\text{kN}$

- **Choix de diamètre du boulon [3]**

Epaisseur de la platine : $\text{ép.} = 10 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 12 \text{ mm}$

A- Calcul de l'assemblage boulonné

Les boulons subissent un effort de cisaillement $N_{sd}=3,39\text{kN}$

Les boulons utilises sont de type ordinaire **M12 classe 8.8.**

Vérification de la résistance au cisaillement [3]

- **Détermination du nombre des boulons**

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$A_s = 84,3 \text{ mm}^2$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 84,3}{1,25} = 32,37 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } n \geq \frac{14,30}{32,37} = 0,44$$

On prend **n=3** (nombre de colonnes des boulons) ordinaire **M12 classe 8.8**

- **Dispositions constructives :**

$$d_0 = \emptyset + 1 = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$$

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow 15,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 28,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$

$$e_1 = 40 \text{ mm} ; p_1 = 60 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pression diamétrale [3]**

Il faut que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{br.d} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 1$$

$$F_{v.sd} = \frac{14,30}{3} < F_{br.d} = \frac{2,5 \times 1 \times 510 \times 12 \times 10}{1,25} \times 10^{-3}$$

$F_{v.sd} = 4,76\text{Kn} < F_{brd} = 122,4\text{Kn} \dots\dots\dots$ vérifiée

- Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement [3]

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{v.sd} = \frac{14,30}{3} \leq F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 113,04}{1,5}$$

$F_{v.sd} = 4,76\text{Kn} \leq F_{v.rd} = 32,37 \text{Kn} \dots\dots\dots$ vérifiée

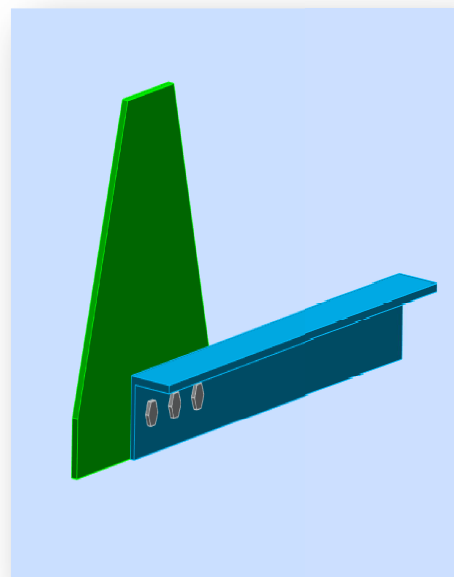
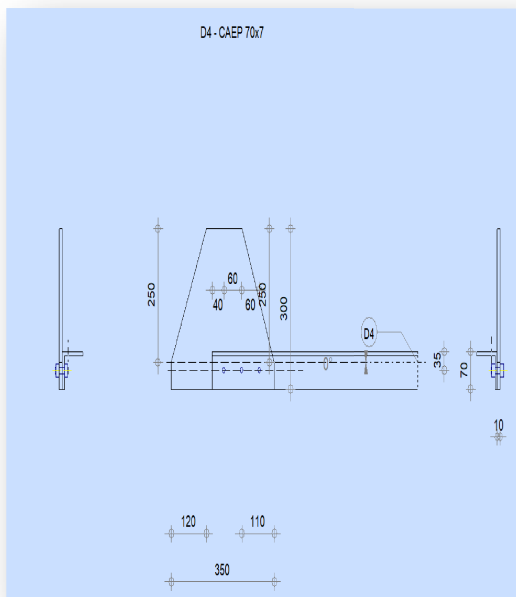


Figure VI.8 Assemblage "07" ciseaux-membrure inferieur.

B-Vérification de la Résistance à la soudure [3]

-L'effort maximum : $N_3 = 3,39 \text{ kN}$

Nous avons des cordons latéraux

$$N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

$$N \leq \frac{7 \times 20,18 \times 510}{0,9 \times 1,35 \times \sqrt{3}} = 34,23 \text{ Kn}$$

$N = 3,39 \text{ Kn} < N = 34,23 \text{ Kn}$vérifiée

$a = 7 \text{ mm}$, $\sum l = 20,18 \text{ mm}$, $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$, $\beta_w = 0,9$, $\gamma_{mw} = 1,35$;
Avec un ratio de 9,90 %

On prend un cordon de soudure latéral de **7mm** pour le diagonal

.VI.5. Différent types de jonctions

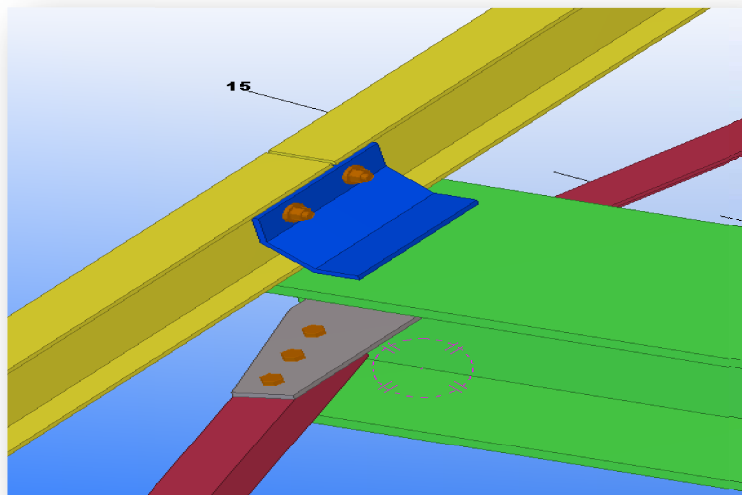


Figure VI.9. Assemblage panne-membrure-ciseaux (extrémité).

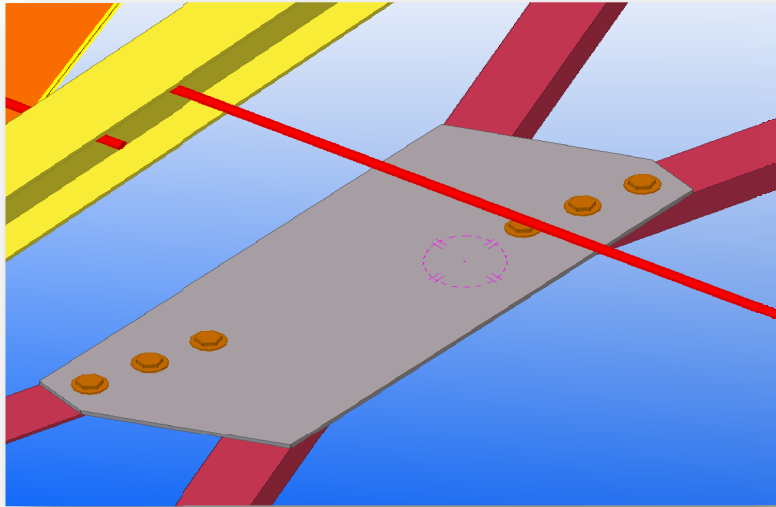


Figure VI.10. Assemblage contreventement en X.

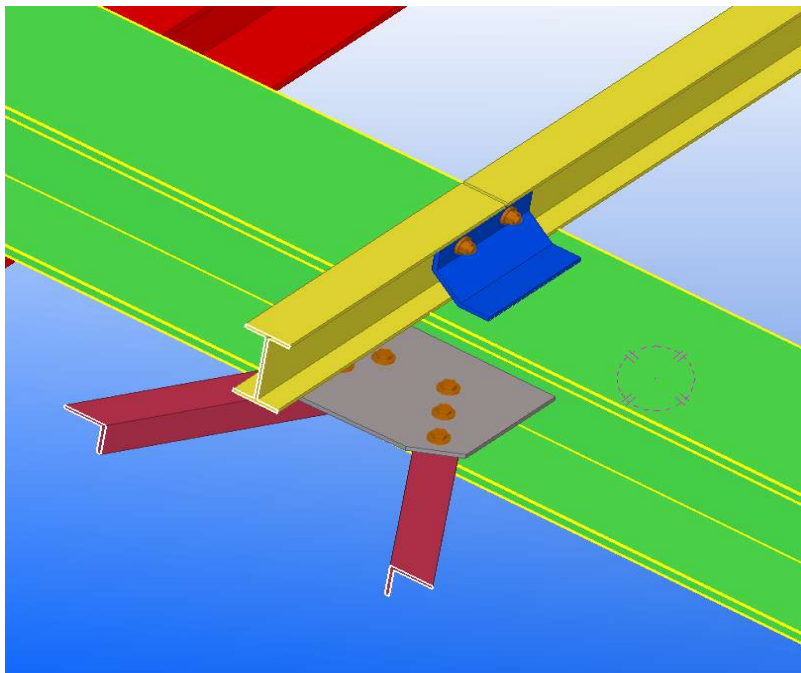


Figure VI.11. Assemblage panne-membrure-ciseaux (au milieu).

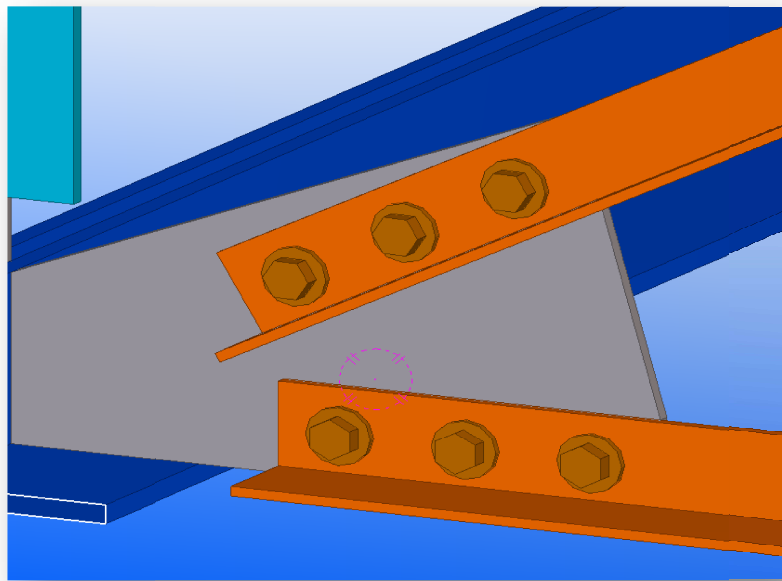


Figure VI.12. Assemblage membrure-ciseaux (extrémité).

VI.6. Conclusion

Pour la facilité de manœuvre montage et démontage avec une résistance optimale notre toiture est assemblée par :

- Des boulons HR M18 de classe 10.9 pour les contreventements ;
- Des boulons HR M20 de classe 10.9 pour les membrures droits ;
- Des boulons HR M20 de classe 10.9 pour les membrures courbés ;
- Des boulons ordinaires M12 de classe 8.8 pour les ciseaux ;
- Des soudures avec différent cordons frontaux et obliques et latéraux de 7 et 10 mm ;
- Des boulons HR M20 de classe 10.9 pour l'articulation de base de poutre en treillis ;
- Des tiges d'ancrages HR M27 de classe 10.9 pour la base de poutre en treillis ;

VII. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le "BAEL 91 modifié 99" et le "RPA99 version 2003".

VII.2. Ferrailage des poteaux

VII.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale). Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables avec l'aide du logiciel de calcul de ferrailage **EXPERT2009**.

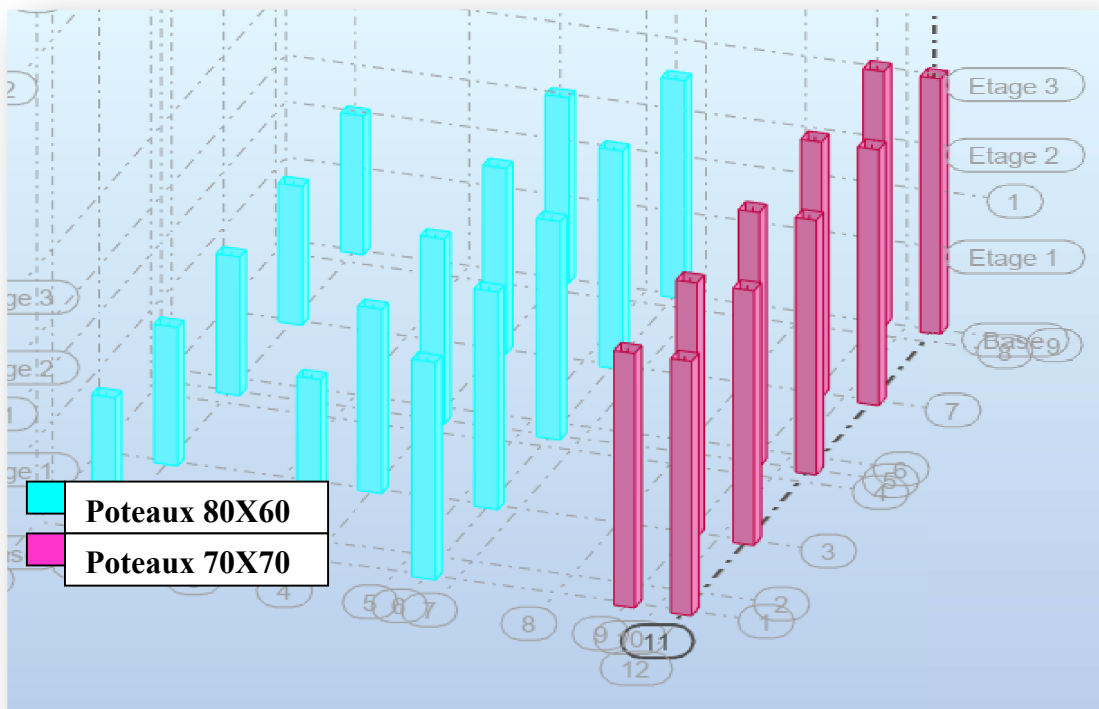


Figure VII.1. Dispositions des poteaux

VII.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon "BAEL91 modifié 99"

1. ELU Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

2. ELSS Situation durable

$$G+Q$$

Selon "RPA99 version 2003 "

3. ELA Situation accidentelle

$$0,8G\pm E$$

$$G+Q\pm E$$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Action du séisme.
-

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

VII.2.3. Recommandation selon "RPA99 version 2003"

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

- $0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$ Zone courante (Z.C)
- $0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- A_s : La section d'acier.
- B : Section du béton [cm^2].
 - Le diamètre minimal est de 12mm.
 - La longueur minimale de recouvrement est 50 \emptyset en zone III

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VII.2.4.Présentation des résultats

VII.2.4.1. Situation durable

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

- ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Sections		N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
Poteaux 01	70x70	-1286,76	89,55	0	3,5	44,1
Poteaux 02	80x60	-2224,46	-80,61	0	3,5	43,2

Tableau VII.1. Ferraillage des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

- ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Sections		N^{corr} (kN)	M^{\max} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
Poteaux 01	70x70	-543,95	-245,30	0	5,5	44,1
Poteaux 02	80x60	-1115,11	282,49	0	3,5	43,2

TableauVII.2.Ferraillage des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

VII.2.4.3. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q±E**

- (N^{max}, M^{corr})

Sections		N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
Poteaux 01	70x70	-2337,61	406,3	0	3,5	44,1
Poteaux 02	80x60	-1829,95	-252,03	0	3,5	43,2

Tableau-VII.3.Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

- (M^{max}, N^{corr})

Sections		N^{corr} (kN)	M^{max} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
Poteaux 01	70x70	-828,38	524,43	0	10,10	44,1
Poteaux 02	80x60	-1056,46	564,94	0	6,4	43,2

TableauVII.4.Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

VII.2.4.4. Situation accidentelle

- Combinaison : **0,8G±E**

- (N^{max}, M^{corr})

Sections		N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
Poteaux 01	70x70	-2276,55	403,86	0	3,5	44,1
Poteaux 02	80x60	-1107,63	320,59	0	3,5	43,2

Tableau VII.5. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

- $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$

Sections		N^{corr} (kN)	M^{\max} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{\min(RPA)}$ (cm ²)
Poteaux 01	70x70	-495,78	523	0	13,30	44,1
Poteaux 02	80x60	-688,72	489,05	0	7,40	43,2

Tableau VII.6. Ferraillage des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

VII.2.5. Choix des armatures

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Sections		A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} Z.R (cm ²)	A_s^{\max} Z.C (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)	
Poteaux 01	70x70	13,30	44,1	294	196	Face	2T20+4T16	14,33	10
						Total	4T20+16T16	44,74	10
Poteaux 02	80x60	7,40	43,2	288	192	Face	2T20+4T16	14,33	15
						Total	4T20+16T16	44,74	15

Tableau VII.7. Choix des armatures des poteaux

VII.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) , puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Acier C.B.A 93 (PAGE 33)

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- $(N^{\text{max}}, M^{\text{corr}})$

Poteau	Section (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Poteaux 01	70x70	-929,9	63,9	42,5	201,64	2,9	15	OK
Poteaux 02	80x60	-1589,3	-57,53	59,9	201,64	4	15	OK

Tableau VII.8. Vérification des contraintes pour les poteaux

- $(M^{\text{max}}, N^{\text{corr}})$

Poteau	Section (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Poteaux 01	70x70	-391,3	-175,6	93,8	201,64	7,1	15	OK
Poteaux 02	80x60	-802,41	202,94	85,9	201,64	6,1	15	OK

Tableau VII.9. Vérification des contraintes pour les poteaux

VII.2.7. Vérification de l’effort tranchant

VII.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le “BAEL 91 modifié 99”

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le “RPA 99 version 2003”

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l’élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l’élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Poteau	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
Poteaux 01	70x70	180.18	0,41	10,62	0,075	1,875	2.5	OK
Poteaux 02	80x60	-246.83	0,57	33,94	0,075	1,875	2.5	OK

Tableau VII.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

VII.2.7.2. Ferraillage des armatures transversal des poteaux transversales

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du "*BAEL91 modifié 99*" et celles du *RPA99 version 2003* ; elles sont données comme suit :

Selon *BAEL91 modifié 99*

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élançement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

Les tableaux suivants rassemblent tous les résultats concernant les armatures transversales dans les poteaux :

Poteau	Section (cm)	Barres	\varnothing_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Poteaux 01	70x70	4T20+16T16	20 et 16	10	15
Poteaux 02	80x60	4T20+16T16	20 et 16	10	15

Tableau VII.11. Espacements maximaux selon RPA99 version 2003 [1] pour les poteaux

Poteau	Section cm	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Poteaux 01	70x70	2,49	3,57	3,35	180,18	N	10	0,75	6T8	3,02
						C	15	1,875	6T8	3,02
Poteaux 02	80x60	2,49	3,12	3,675	-246,83	N	10	0,3125	6T8	3,02
						C	15	0,625	6T8	3,02

Tableau VII.12. Choix des armatures transversales pour les types de poteaux

VII.2.8. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_l$ en zone III, Pour :

T20..... $L_r = 100$ cm

T16..... $L_r = 80$ cm.

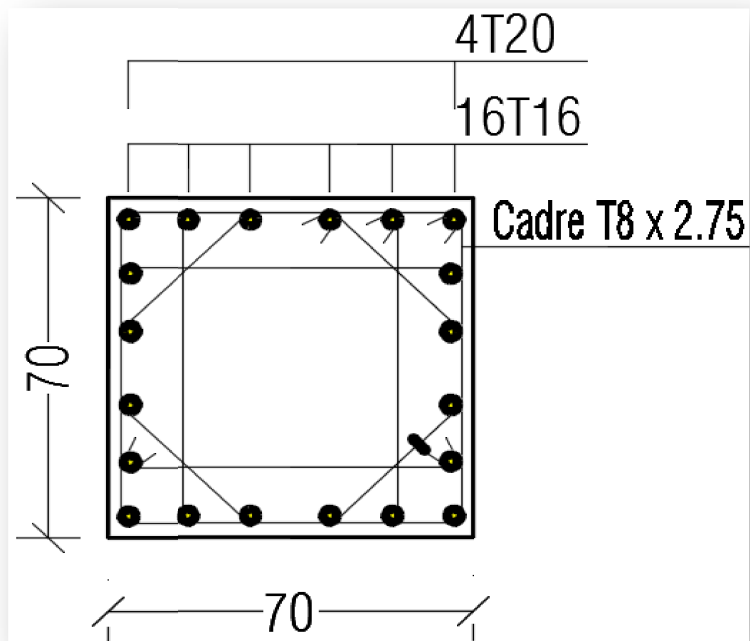


Figure VII.2. Ferraillage du poteau carrée 70x70

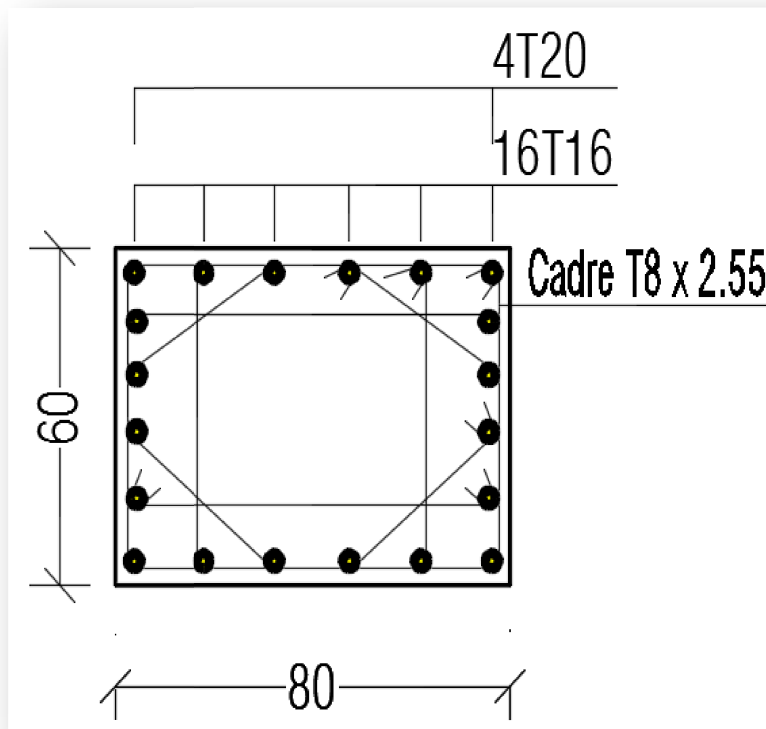


Figure VII.3. Ferraillage du poteau rectangulaire 80x60

VIII. Ferrailage des poutres

VIII.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple **annexe [1]**.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$
 $0.8G+E$

VIII.2. Recommandation du "RPA99 version 2003"

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%$ en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VIII.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

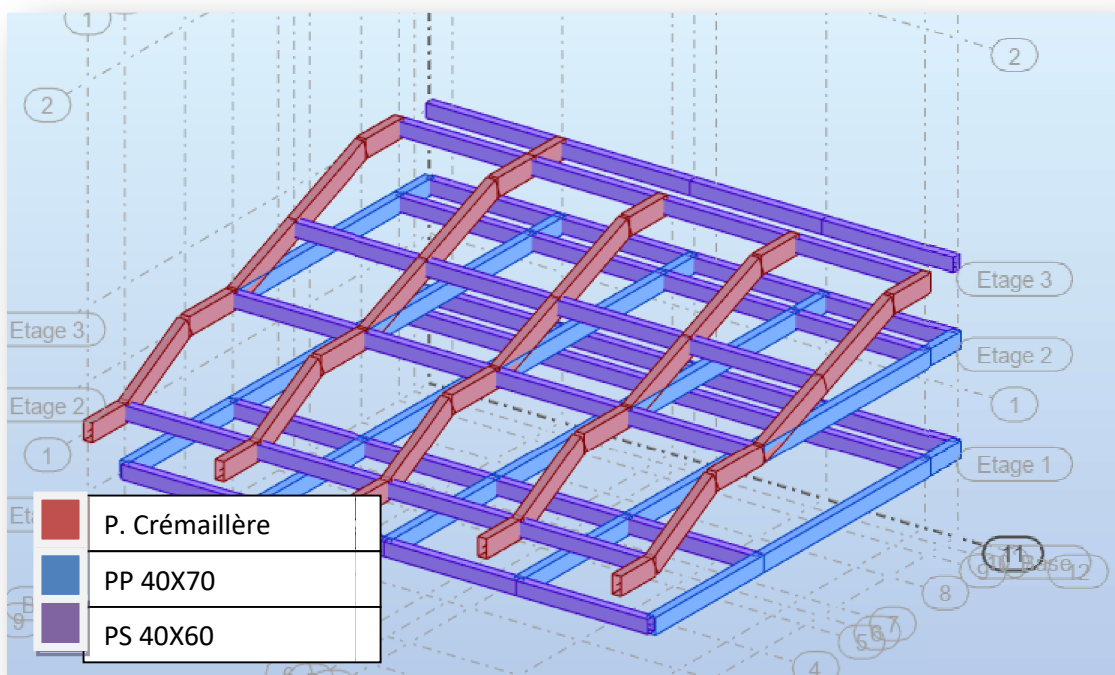


Figure VIII.1. Différents Types des poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Poutre principale

- Situation durable : 1,35G+1,5Q

Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
40x70	Travée	393,11	18,3	0	14
	Appui	-173,07	7,6	0	14

Tableau VIII.1. Ferrailage des poutres principales (situation durable)

- Situation accidentelle : G+Q+E

Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
40x70	Travée	463,49	18,5	0	14
	Appui	-284,06	11	0	14

Tableau VIII.2. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)

- Situation accidentelle : 0,8G+E

Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
40x70	Travée	345,22	13,5	0	14
	Appui	-300,4	11,7	0	14

Tableau VIII.3. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)

2. Poutre secondaire

- Situation durable : 1,35G+1,5Q

Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
40x60	Travée	297,12	16,3	0	12
	Appui	-34,96	2,4	0	12

Tableau VIII.4. Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

- Situation accidentelle : G+Q+E

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
40x60	Travée	327,28	15,30	0	12
	Appui	-218,7	10	0	12

Tableau VIII.5. Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)

- Situation accidentelle : 0,8G+E

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
40x60	Travée	147,92	6,6	0	12
	Appui	-220,88	10,10	0	12

Tableau VIII.6. Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)

3. Poutre crémaillère

- Situation durable : 1,35G+1,5Q

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
40x80	Travée	444,72	17,70	0	16
	Appui	-334,54	13,1	0	16

Tableau VIII.7. Ferraillage des poutres crémaillères (situation durable)

- Situation accidentelle : G+Q+E

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
40x80	Travée	672,02	23,6	0	16
	Appui	-429,56	14,6	0	16

Tableau VIII.8. Ferraillage des poutres crémaillères (situation accidentelle)

- Situation accidentelle : 0,8G+E

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
40x80	Travée	550,92	19	0	16
	Appui	-329,17	11	0	16

Tableau VIII.9. Ferraillage des poutres crémaillères (situation accidentelle)

VIII.4 .Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Poutre principale

Section (cm²)	Position	$A_{sRP A}^{\min}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
40x70	Travée	14	18,5	3T20+3T20	18,85
	Appui		14	3T16+3T20	15,46

Tableau VIII.10.Choix des armatures pour les poutres principales

2. poutre secondaire

Section (cm²)	Position	$A_{sRP A}^{\min}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
40x60	Travée	12	16,30	3T20+3T20	18,85
	Appui		12	3T16+3T16	12,06

Tableau VIII.11. Choix des armatures pour les poutres secondaires

3. Poutre crémaillère

Section (cm²)	Position	$A_{sRP A}^{\min}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
40x80	Travée	16	23,6	6T20+3T16	24,88
	Appui		16	3T20+3T20	18,85

Tableau VIII.12. Choix des armatures pour les poutres crémaillères.

VIII.5. Vérification nécessaires

VIII.5.1. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ [1]}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Sens	Section (cm ²)	A _{s(choisi)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP	40x70	18,85	3,0429	Vérifiée
PS	40x60	18,85	2,6082	Vérifiée
PC	40x80	24,88	3,4776	Vérifiée

Tableau VIII.13. Vérification de la condition de non fragilité

VIII.5.2. Vérification vis-à-vis de l'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201,66MPa \end{cases} \text{ annexe [4,]}$$

1. Poutreprincipale

Section	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
40x70	Travée	280,81	9,6	15	201,6	201,66	OK
	Appui	123,55	4,5		133,4		

Tableau VIII.14. Vérification des poutres principales à l'ELS

2. Poutresecondaire

Section	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
40x60	Travée	213,62	10	15	201,6	201,66	Ok
	Appui	25,09	1,9		11,6		

Tableau VIII.15. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

3. Poutre crémaillère

Section	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
40x80	Travée	319,88	7,9	15	190,3	201,66	Ok
	Appui	240,55	6,5		186,1		

Tableau VIII.16. Vérification des poutres crémaillères à l'ELS.

VII.5.3. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ [2]

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	Poutre	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
40x70	PP	283,19	1,12	2,5	OK
40x60	PS	248,89	1,15	2,5	OK
40x80	PC	495,56	1,72	2,5	OK

Tableau VIII.17. Vérification de la contrainte de cisaillement.

VIII.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance ($f_e=400MPa$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			$S_t(cm)$	$S_t(cm)ZN$	$S_t(cm)ZC$	ZN	ZC		
PP 40x70	283,19	1,12	40	17,5	35	15	20	2,01	4T8
PS 40x60	248,89	1,15	40	15	30	15	20	2,01	4T8
PC 40x80	495,56	1,72	40	19,2	40	15	20	2,01	4T8

Tableau VIII.18. Calcul des armatures transversales.

VIII.7. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm}$

. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration ; En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement aux fibres moyennes des poutres de grande hauteur, leur section est de 3 cm^2 par mètre de la longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas : $H = 80\text{cm}$;

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0,8 = 2,4\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

On adopte $2\text{T}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

VIII.8. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

VIII.8.1. Appuis intermédiaires

VIII.8.1.1. Vérification des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort

detraction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

<i>Poutres</i>	T_u (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
PP40X70	283,19	137,07	305,23	-22,04 < 0
PS40X60	248,89	34,96	71,93	176,96 > 0
PC40X80	495,56	343,56	516,26	-20,16 < 0

Tableau VIII.19. Vérification de la section d'armatures.

D'après les résultats des tableaux, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction dans les poutres principales et crémaillères et pour les poutres secondaires on doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$$

$A_s = 16,59 \text{ cm}^2 > 0,4429 \dots$ donc la condition est vérifiée.

VIII.8.1.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\hat{a} = c - c' - 2 \text{ cm}$)

c' : L'enrobage ($c' = 2,5 \text{ cm}$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

<i>Poutres</i>	$a(\text{cm})$	T_u^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Vérification</i>
PP40X70	55,5	283,19	1,275	28,26	Vérifiée
PS40X60	48,4	248,89	1,280	28,26	
PC40X80	55,5	495,56	2,232	28,26	Vérifiée

Tableau VIII.20. Vérification de la compression du béton.

VIII.8.2. Appuis de rives

VIII.8.2.1. Vérification des armatures longitudinales

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

VIII.8.2.2. Vérification de la contrainte de compression du béton

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Longueur d'appui ($\hat{a} = c - c' - 2cm$).

c : Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Vérifications		section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Poutres	T_u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)	$T_u \leq 0,267.b.a.f_{c28}$
PP40X70	283,19	7,079	18,85	Vérifiée	55,5	1481,85	Vérifiée
PS40X60	248,89	6,222	18,85	Vérifiée	48,4	1297,62	Vérifiée
PC40X80	495,56	12,389	24,88	Vérifiée	55,5	1481,85	Vérifiée

Tableau VIII.21. Vérification dans les appuis de rives.

VIII.9. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{gauche} ; L_{droite})$.

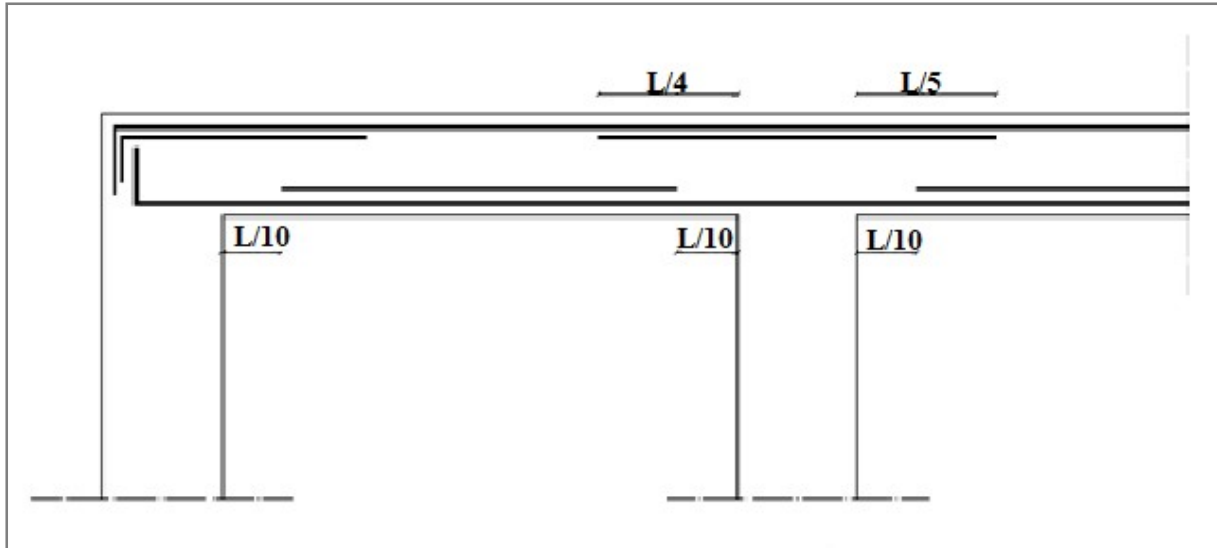


Figure VIII.2. Distance des arrêts de barres

VIII.10. Vérification de la flèche

1. Poutre Principale

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

L=690 cm.

$$f_{max} = 0.2 \text{ cm} < f_{adm} = 1,19 \text{ cm}$$

2. Poutre secondaire

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

L=600 cm.

$$f_{max} = 0.1 \text{ cm} < f_{adm} = 1,1 \text{ cm}$$

3. Poutre crémaillère

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

L=712 cm.

$$f_{max} = 0.01 \text{ cm} < f_{adm} = 1,2 \text{ cm}$$

VIII.11.Schémas de ferrailage

1. Poutre principale

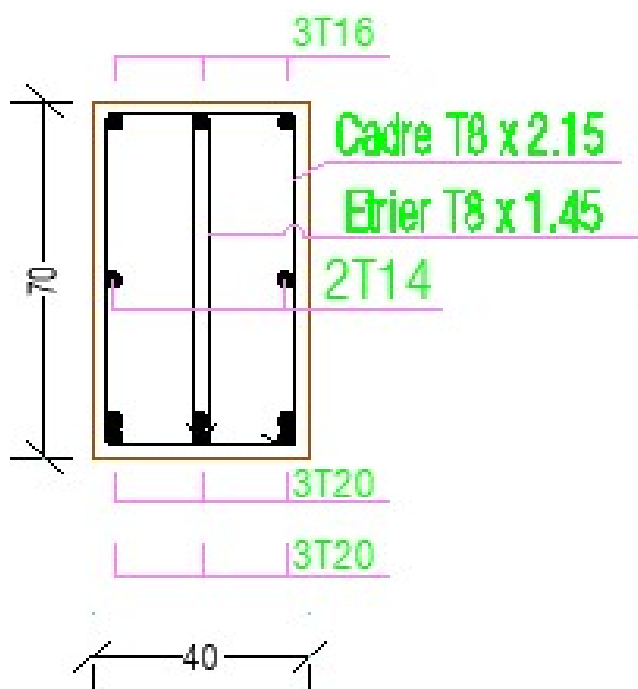


Figure VIII.3. Disposition constructive des armatures des poutres en appui.

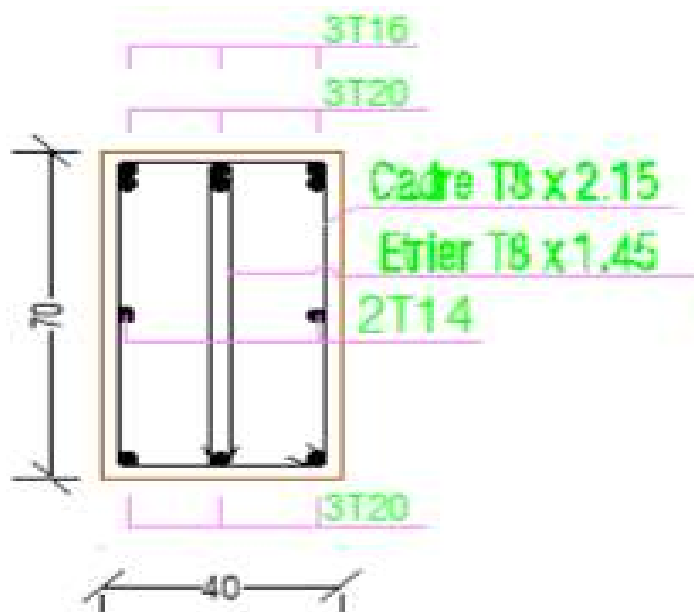


Figure VIII.4. Disposition constructive des armatures des poutres sur travée.

2. Poutre secondaire

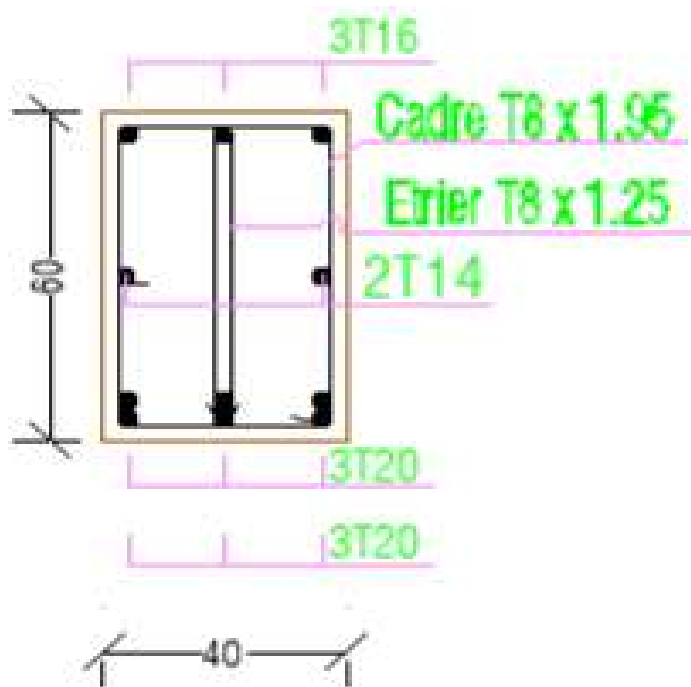


Figure VIII.5. Disposition constructive des armatures des poutres en travée

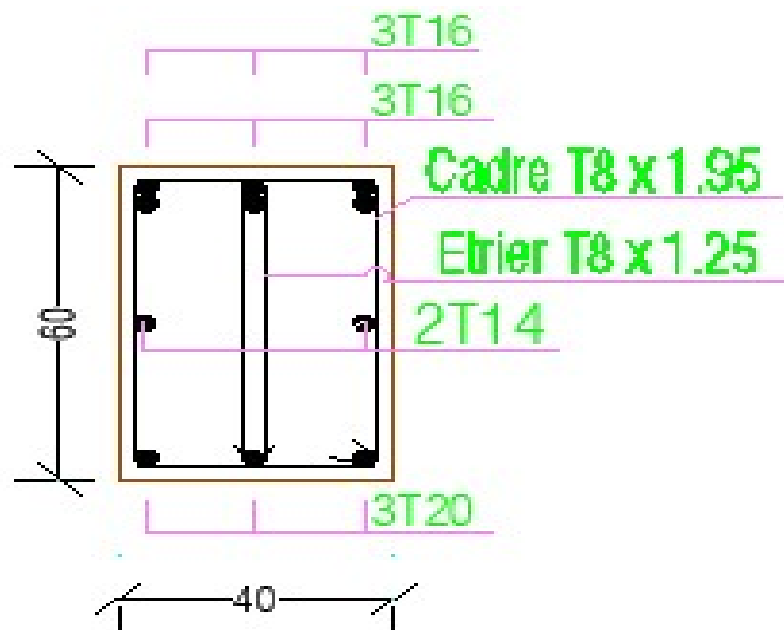


Figure VIII.6. Disposition constructive des armatures des poutres sur appui

3. Poutre Crémaillère

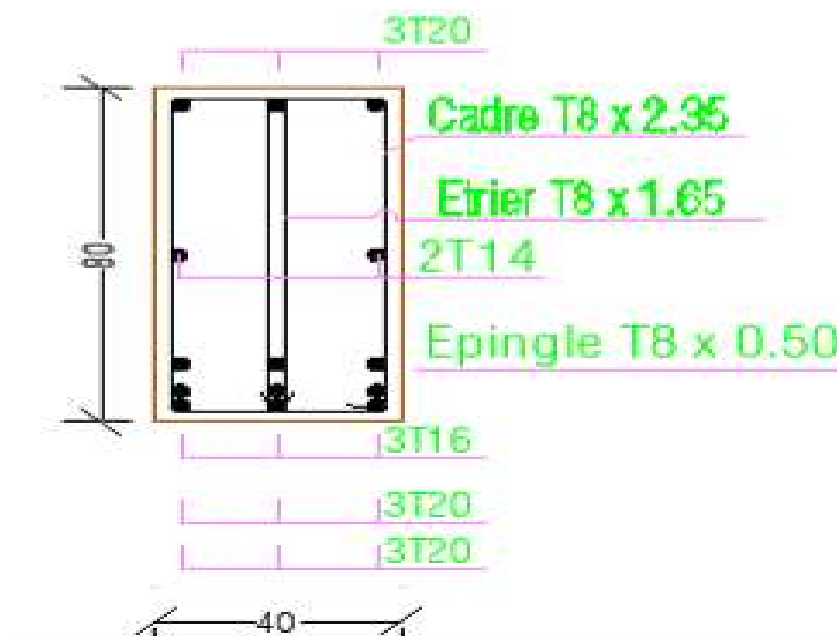


Figure VIII.7. Disposition constructive des armatures des poutres en travée

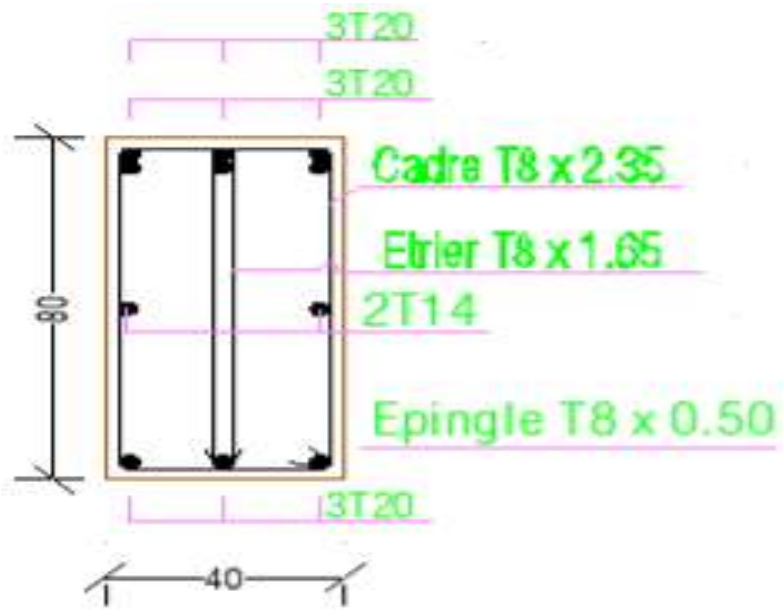


Figure VIII.8. Disposition constructive des armatures des poutres sur appui

IX. Ferrailage des Dalles

IX.1. Introduction

Le gradin est un élément en béton armé, qui comporte des marches (M) la partie horizontale des gradins avec une faible pente pour l'écoulement de l'eau, une contre marche ($C.M$) qui est la partie verticale de ces gradins et d'une paillasse considéré comme une dalle pleine.

IX.2. Dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

IX.3. Plancher pour gradin

IX.3.1. La forme optimisée de gradin

Le but est de trouver une forme optimisée pour le gradin qui soit à la fois résistante (en statique et en dynamique), à la fois économique et permettant aussi une mise en œuvre facile visant à réduire les délais de la construction.

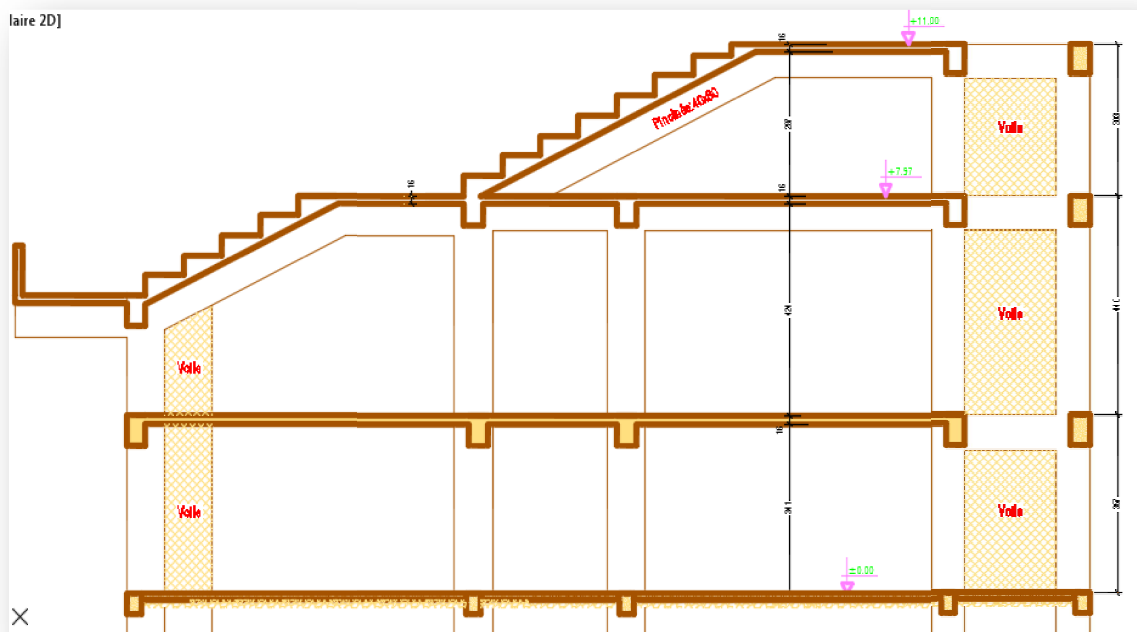


Figure IX.1. Forme du Gradin.

Chapitre IX Ferrailages des Dalles

h : Hauteur de la marche = 0,45m

g : Largeur de la marche = 0,80m

L : Longueur horizontale de la paillasse = 6,55 m

H : Hauteur verticale de la paillasse = 2.88 m

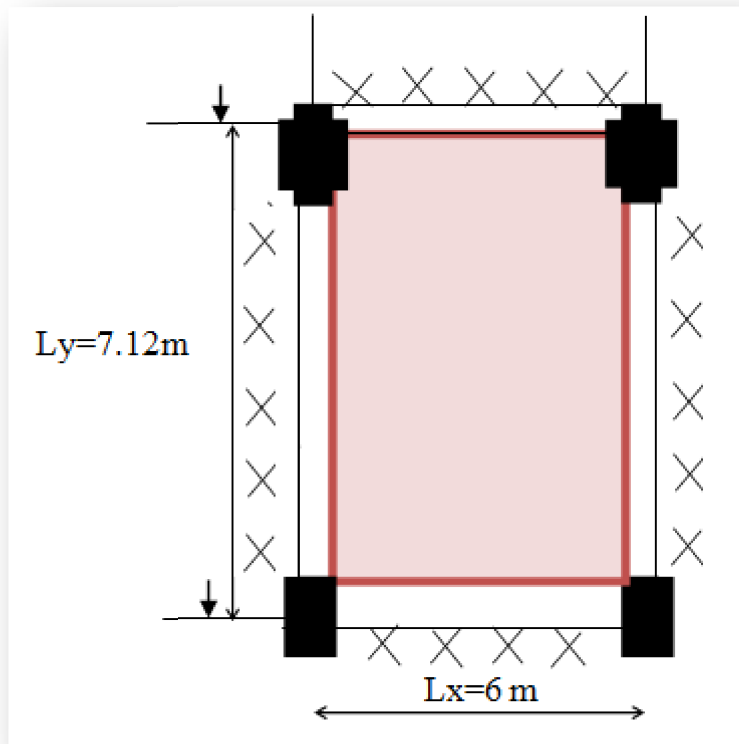


Figure XI.2. Dimensions de la dalle inclinée du gradin.

Ce type de gradin est composé d'un volé et un palier de repos.

- Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{280}{655} \Rightarrow \alpha = 23.15^\circ$$

- Longueur de la volée :

$$x = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{280}{\sin 23.15} \Rightarrow x = 712 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la volée :

On prend $e = 16 \text{ cm}$

IX.3.2. Evaluation des charges [8]

Paillasse

Charge permanente

Poids propre du gradin.....	$25 \times 0,2 / \cos 27,03 = 5,61 \text{ Kn/m}^2$
Poids propre de la marche.....	$(0,4 \times 0,8) \times 25 / 2 = 4,00 \text{ Kn/m}^2$
Mortier de pose.....	$= 0,40 \text{ Kn/m}^2$
Enduit	$= 0,20 \text{ Kn/m}^2$
Chaises.....	$= 0,30 \text{ Kn/m}^2$
	G = 10,51 Kn/m²

Surcharge d'exploitation

Q = 6,0 Kn/m²

ELU

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 23,18 \text{ Kn/m}^2$

ELS

$q_{ser} = G + Q = 16,51 \text{ Kn/m}^2$

La dalle travaille dans les deux sens. $\longrightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{7,12} = 0,84 > 0,4$

IX.3.3. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$\rho = 0,842 \longrightarrow \begin{matrix} \rho_x = 0,0517 \\ \rho_y = 0,6678 \end{matrix}$

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 43,14 \text{ Kn.m}$

$M_y = \mu_y M_x = 28,80 \text{ Kn.m}$

Moments en travées

$M_{tx} = 0,85 M_x = 36,66 \text{ Kn.m}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 24,48 \text{ Kn.m}$

Moments sur appuis

$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 12,94 \text{ Kn.m}$

IX.3.4. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=0,9h=14,4\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	A_s (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	36,66	8,50	8T12	9,05	15
	y-y	24,48	6,10	8T12	9,05	15
Appuis	x-x	12,94	5,3	8T12	9,05	15
	y-y					

Tableau IX.1. Ferrailage de la dalle pleine.

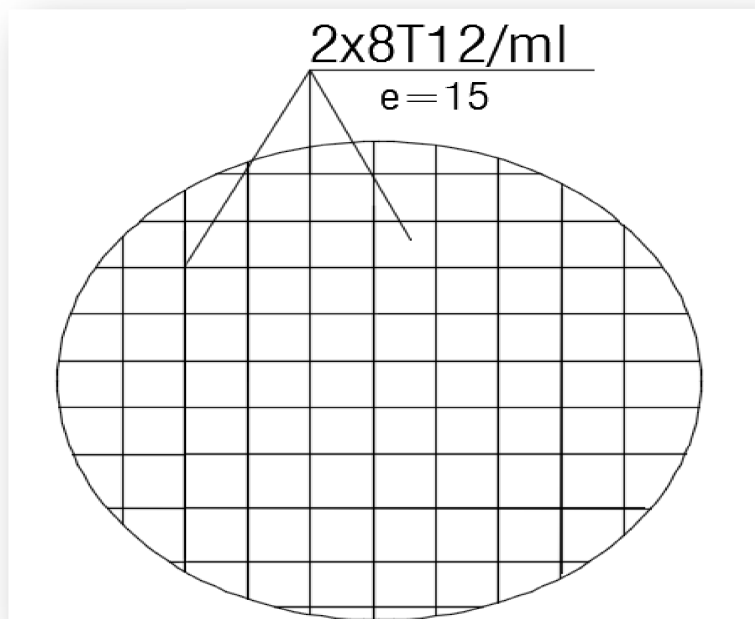


Figure IX.3. Ferrailage de la dalle pleine en travée et en appuis.

Espacement

Travée

Sens x-x : $esp = \frac{100}{8} = 12,5cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{8} = 12,5cm < Min(4h; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Appuis

Sens x-x : $esp = \frac{100}{8} = 12,5cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{8} = 12,5cm < Min(4h; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Condition de non fragilité

$h=e=16cm ; b=100cm$

$A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,36cm^2$

$A_y = \rho_0 bh = 1,28cm^2$

Avec : Pour les barres à haute adhérence

$\rho_0 = 0,0008$

Travée

Sens x-x : $A_x = 9,05 cm^2 > A_s^{min} = 1,36 cm^2 \dots\dots\dots v\acute{e}rifi\acute{e}e$

Sens y-y : $A_y = 9,05 cm^2 > A_s^{min} = 1,28 cm^2 \dots\dots\dots v\acute{e}rifi\acute{e}e$

Appuis

Sens x-x : $A_x = 9,05 cm^2 > A_s^{min} = 1,36 cm^2 \dots\dots\dots v\acute{e}rifi\acute{e}e$

Sens y-y : $A_y = 9,05 cm^2 > A_s^{min} = 1,28 cm^2 \dots\dots\dots v\acute{e}rifi\acute{e}e$

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25MPa$$

Chapitre IX Ferrailages des Dalles

$$T_x = \frac{quL_xL_y}{2L_x + L_y} = \frac{23,18 \times 6 \times 7,12}{2 \times 6 + 7,12} = 51,79 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{quL_x}{3} = 46,38 \text{ kN}$$

$$T_u \text{ Max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 51,79 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{51,79 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IX.3.5. Vérification à l'ELS

IX.3.5.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = 0,842 \rightarrow \begin{matrix} \rho_x = 0,0517 \\ \rho_y = 0,6678 \end{matrix}$$

$$\left[\begin{matrix} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 30,72 \text{ Kn.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 20,51 \text{ Kn.m} \end{matrix} \right.$$

$$\left[\begin{matrix} M_{tx} = 0,85 M_x = 26,11 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 17,43 \text{ Kn.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 9,22 \text{ Kn.m} \end{matrix} \right.$$

IX.3.5.2. Vérification des contraintes

IX.3.5.2.1. Béton

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A_s (d - y) + 15 A'_s (y - d') = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

IX.3.5.2.2. Acier

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 15\eta\right) = 225\text{MPa.}$$

Avec: $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M _{ser} (Kn.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Condition
Travée	x-x	26,11	9,05	5,04	16160,472	9,10	201,6	Vérifiée
	y-y	17,43	9,05	5,04	16160,472	6,10	162,1	Vérifiée
Appuis	x-x	9,22	9,05	5,04	16160,472	3,2	85,3	Vérifiée
	y-y							

Tableau IX.2. Vérification des contraintes.

IX.3.6. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [1]

- 1. $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} 0,028 > 0,020$vérifiée
- 2. $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} 0,028 = 0,028$ a $0,037$vérifiée
- 3. $\frac{A}{bd} \geq \frac{2}{F_e} 0,0025 < 0,005$vérifiée

IX.3.7. Conclusion

Les trois conditions pour la dalle pleine d'étage courant sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IX.4. Plancher étage courant

Pour des raisons constructives et économiques on a opté pour le ferrailage de plancher d'étages courant suivant le ferrailage du panneau le plus sollicité et ci-dessous la figure qui le représente :

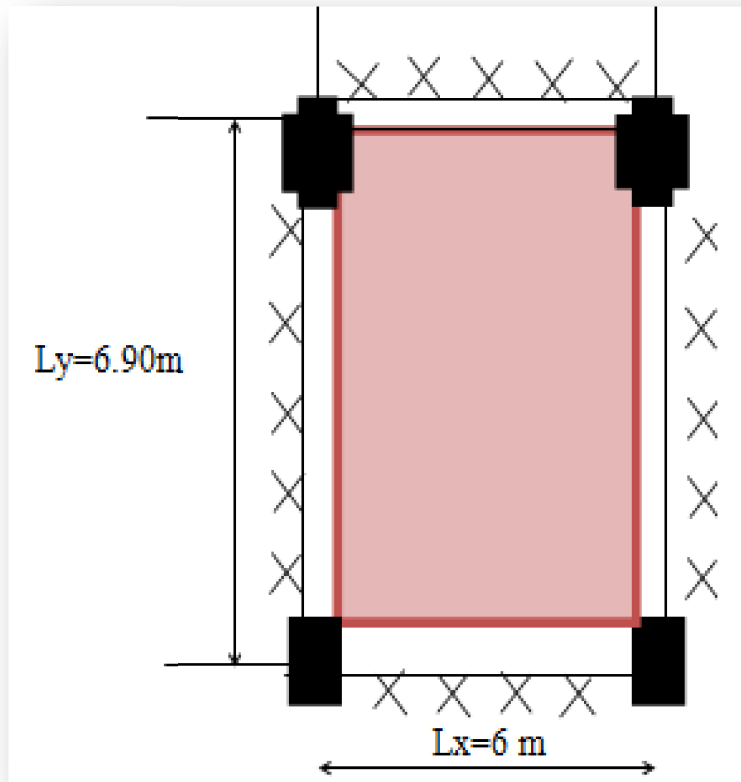


Figure XI.4. Dimensions de la dalle pour plancher à étage courant.

- **Epaisseur de la volée**

On prend $e = 16\text{ cm}$

IX.4.1. Evaluation des charges

Charges permanentes

Carrelage.....	0,44 Kn/m ²
mortier de pose (e=2cm ; ρ=20 kN/m ³).....	0,40 Kn/m ²
Lit de sable	0,36 Kn/m ²
Dalle pleine épaisseur : 16 cm.....	4,00 Kn/m ²
Enduit en plâtre	0,20 Kn/m ²
Cloisons de distribution (e=10 cm).....	1,00 Kn/m ²
	ΣG=6,40 Kn/m²

Surcharge d'exploitation

Q = 6,0 Kn/m²

ELU

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 17,64 \text{ kN/m}^2$

ELS

$q_{ser} = G + Q = 12,4 \text{ kN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6,9} = 0,869 > 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens.

IX.4.2. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$\rho = 0,869 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$

On déduit :

$M_x = 31,50 \text{ Kn.m}$

$M_y = 22,21 \text{ Kn.m}$

Chapitre IX Ferrailages des Dalles

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 26,77 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 18,88 \text{ Kn.m}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x = 9,45 \text{ Kn.m.}$$

IX.4.3. Ferrailage de la dalle

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 0,9h = 14,4 \text{ cm} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

	Sens	M_u (kNm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	26,77	6	6T12	6,79	20
	y-y	18,88	4,56	6T12	6,79	20
Appuis	x-x	9,45	2,15	6T12	6,79	20
	y-y					

Tableau IX.3. Ferrailage de la dalle d'étage courant.

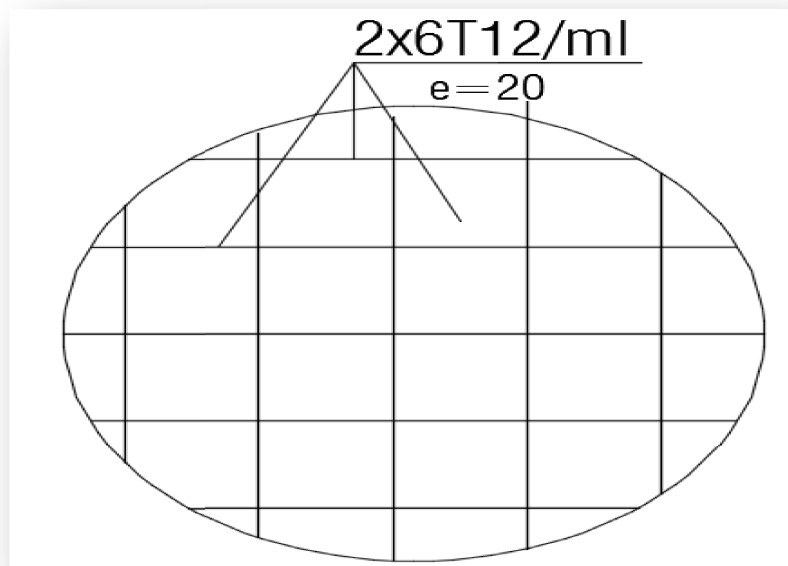


Figure IX.5. Ferrailage de la dalle pleine en travée et en appuis.

Espacement

Travée

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Appuis**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Condition de non fragilité**

$h=e=16\text{cm}; b=100\text{cm}$

$$\left[\begin{array}{l} A_s \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,38 \text{ cm}^2 \\ A_s \geq \rho_0 bh = 1,10 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,869 \end{array} \right.$

• **Travée**

Sens x-x : $A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens y-y : $A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

• **Appuis**

Sens x-x : $A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens y-y : $A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 2,5MPa$$

$$T_x = \frac{quLxLy}{2Lx + Ly} = \frac{17,64 \times 6 \times 6,9}{2 \times 6 + 6,9} = 38,64 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{quLx}{3} = 35,28 \text{ kN}$$

$$Tu \text{ Max} = \text{Max} (Tx, Ty) = 38,64 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{38,64 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IX.4.4. Vérification à l'ELS

IX.4.4.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = 0,869 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 22,14 \text{ Kn.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 15,61 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 18,82 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 13,26 \text{ Kn.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 6,64 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

IX.4.4.2. Vérification des contraintes

IX.4.4.2.1. Béton

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot \dot{A}_s \cdot (y - \dot{d}) = 0$$

Chapitre IX Ferrailages des Dalles

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

IX.4.4.2.2. Acier

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 15\eta\right) = 225 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec: } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>Sen</i> <i>s</i>	<i>M_{ser}</i> <i>(kNm)</i>	<i>A_s</i> <i>(cm²)</i>	<i>y</i> <i>(cm)</i>	<i>I (cm⁴)</i>	<i>σ_{bc}</i> <i>(MPa)</i>	<i>σ_s</i> <i>(MPa)</i>	<i>Condition</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	18,82	6,79	4,49	16573,74	7,2	168,79	vérifiée
	<i>y-y</i>	13,26	6,79	4,49	16573,74	5,1	118,92	vérifiée
<i>Appui</i> <i>s</i>	<i>x-x</i>	6,64	6,79	4,49	16573,74	1,5	59,55	vérifiée
	<i>y-y</i>							

Tableau IX.4. Vérification des contraintes.

IX.4.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées

ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} 0,028 > 0,118 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} 0,028 = 0,028 \text{ a } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{F_e} 0,0039 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

XI.4.6. Conclusion

Les trois conditions pour la dalle pleine du gradin sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

On a adopté pour le gradin une dalle pleine inclinée de 23.15° avec une épaisseur de béton 16 cm, sur 1 mètre linéaire on a :

Pour les travées

- Sens x-x 8T12 espace de 15 cm
- Sens y-y 8T12 espace de 15 cm

Pour les appuis

- Sens x-x 8T12 espace de 15 cm
- Sens y-y 8T12 espace de 15 cm

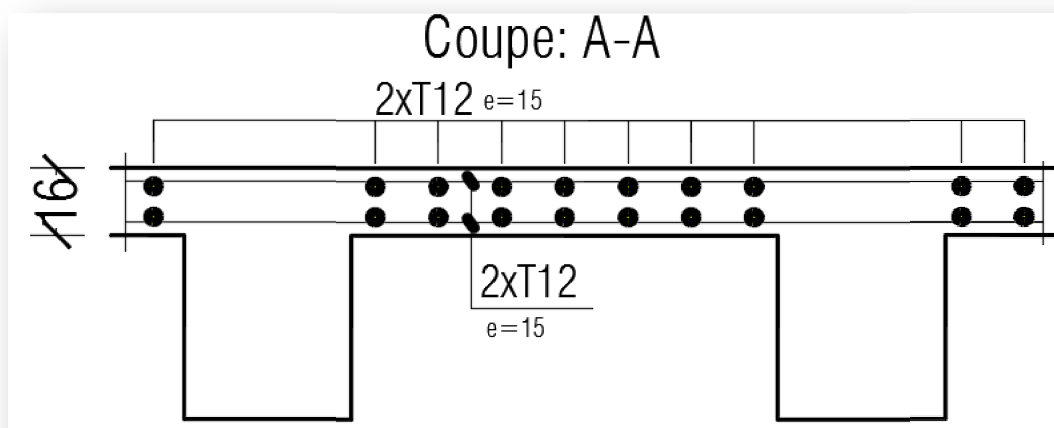


Figure IX.6. Coupe ferrailage de la dalle pleine.

On a adopté pour le plancher courant une dalle pleine avec une épaisseur de béton 16 cm, sur 1 mètre linéaire on a :

Pour les travées

- Sens x-x 6T12 espace de 20 cm
- Sens y-y 6T12 espace de 20 cm

Pour les appuis

- Sens x-x 6T12 espace de 20 cm
- Sens y-y 6T12 espace de 20 cm

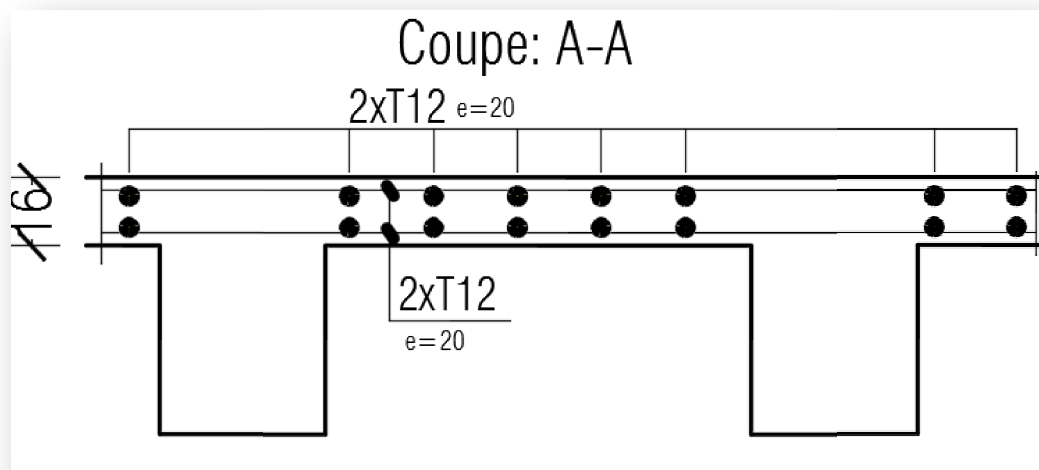


Figure IX.7. Coupe ferrillage de la dalle pleine.

X.Ferraillage des voiles**X.1.Introduction**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers (voiles porteur).
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme); (voile de contreventement).....etc.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **CBA93**

X.2.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties
3. Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

X.3 Procédure de ferraillage

Pour le ferraillage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **BAEL 91** et **RPA 99 ver.03**.

L'obtention directe des efforts (dans les voiles) est assurée par logiciel d'analyse **Robot**

X.4. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99ver.03)

a) Aciers verticaux

- le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%
- la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile (figure X.2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

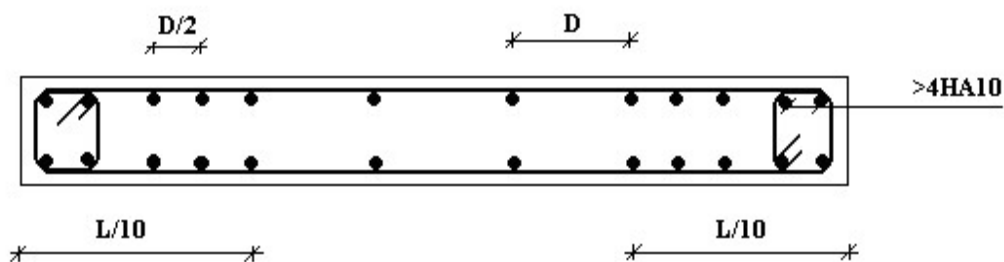


Figure X.1. Disposition des armatures verticales dans le voile.

b) Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 a$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

X.5.Choix de la méthode du calcul

le calcul des voiles se fait par plusieurs méthodes chacune ayant des avantages et limitations, parmi ces méthodes la "Méthode des moments" selon l'*ACI 318*, qui considère les éléments voile - poteau comme un élément de forme (L, U ...) soumis à un effort normale (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

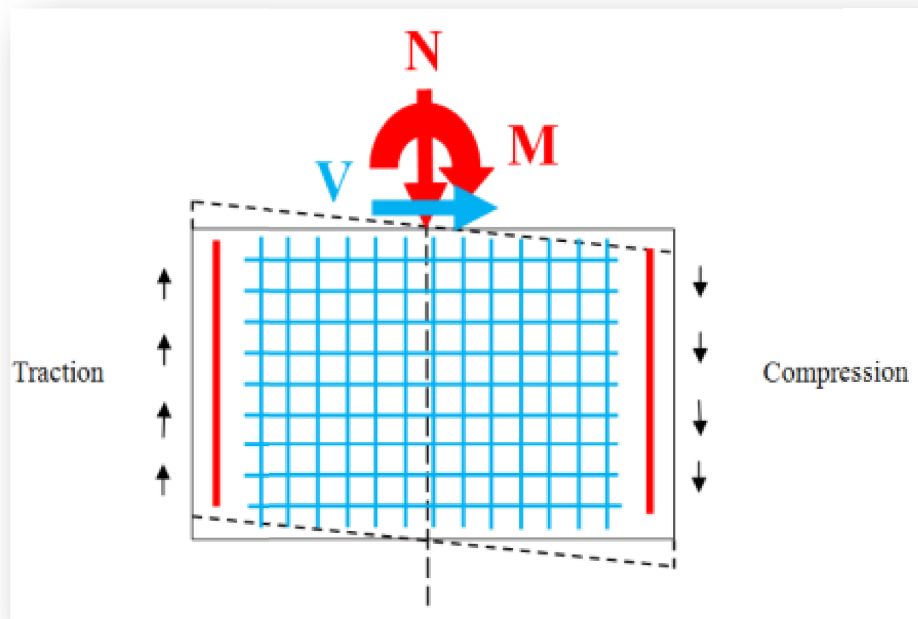


Figure X.2.Principe de fonctionnement.

X.5.Exemple de calcul "Méthode des moments"

- Les efforts du voile peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **ROBOT 2019** (il s'agit d'effort interne N, et moment M)
- ces efforts correspondront à les combinaisons de charge (G+Q+E, 0,8G+E) .
- selon notre structure on distingue 4 types de voiles avec la même épaisseur différent longueurs et ferrailage.

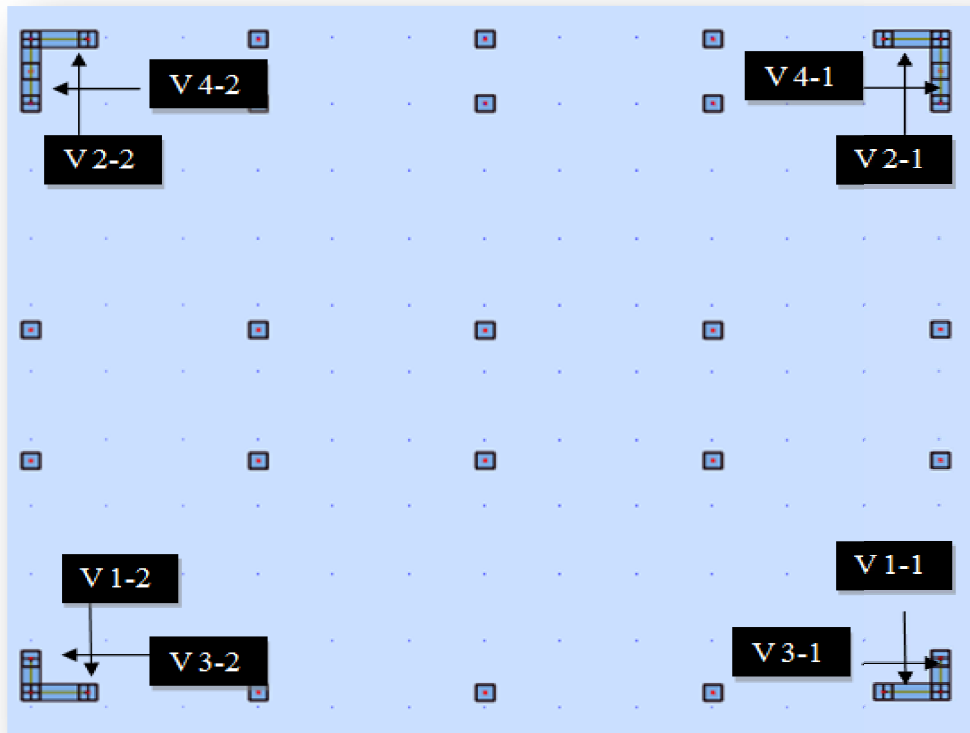


Figure X.3.les différents voiles de lastructure.

On va traiter l'étude d'un voile d'un stade par la méthode du code ACI-318-02.

Le voile démarre du RDC au 1er étage:

$a=15\text{cm}, l_w=1,2\text{m}, h_w=5,97\text{m}$

Caractéristiques des matériaux

• Béton

$F_{c28}=25\text{ MPa}; f_{bc}=18,48\text{ MPa}; \gamma_b$

$=1,15$ (situation accidentelle), $E_{ij}=32000000\text{ Kn/m}^2$

• Acier

$F_e E 400, f_e=400\text{ MPa}; \gamma_s=1,0$ (situation accidentelle), $E_s=2,1.10\text{ MPa}$.

Résultats d'analyse

La section déterminante est située au rez-de-chaussée voile 1-1:

$$M_u = 430,93 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 913,08 \text{ kN}$$

$$V_u = 276,1$$

1) Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

On vérifie que:

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32 \cdot a} \right)^2 \right]$$

Avec:

P_u : effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$)

A_g : section transversale brute du voile

K : coefficient de flambement.

h_s : Hauteur libre de chaque niveau. a :

étant l'épaisseur du mur.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

Où:

$$K = 0,85 ; a = 15 \text{ cm} ; h_s = 3,57 - 0,6 = 2,97$$

Alors:

$$A_g = 1,2 \times 3,57 = 5,36 \text{ m}^2$$

$$AN: P_n = 0,55 \times 18,48 \times 5,36 \times 10^6 \times \left[1 - \left(\frac{0,85 \times 2,97 \times 10}{32 \times 150} \right)^2 \right] = 39409,57 \text{ Kn}$$

$$\Phi \cdot P_n = 0,7 \times 39409,57 = 27586,70 \text{ KN} > P_u = 913,08 \text{ KN}$$

Alors:

La stabilité au flambement est assurée.

2) justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale

a. Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

Armatures horizontales

$$\text{Espacement maximale : } S_{\max} \leq \min(lw/5, 3a, 45\text{cm})$$

lw : Longueur du mur en plane.

$$\Rightarrow S_{\max} \leq \min(120/5; 3 \times 15; 45\text{cm}) = 24\text{cm}$$

Armatures minimales

$$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a \text{ et } \rho_h \geq 0,0025$$

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

$$\Rightarrow A_{sh} \geq 0,0025 \times 100 \times 15 = 4\text{cm}^2/\text{ml}$$

Armatures verticale

$$\text{Espacement maximale : } S_{\max} \leq \min(lw/3, 3a, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{\max} = 40\text{cm}$$

Armatures minimales

$$A_{sv} \geq \rho_v \cdot lw \cdot a \text{ et } \rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir

de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{597}{150} \right) (0,0025 - 0,0025) = 0,0025$$

$$A_{sh} \geq 0,0025 \times 100 \times 15 = 4\text{ cm}^2$$

b-Limitation de l'effort normal de compression de par la condition de résistance

Il faut que :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$$

Tel que:

$$P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e \text{ et } A_g = a \cdot lw = 0,3\text{ m}^2$$

Avec:

P_o : étant la charge axiale (limite) de la section du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_{sv} = 0$

Donc :

$$P_o = [0,85 \cdot 18,48 \cdot 0,18 \cdot 10^6] 10^{-3} = 2827,44 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_o} = \frac{913,08}{2827,44} = 0,32 < 0,35 \quad \text{Ok.}$$

$$\text{Lec de la condition du RPA} \quad v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} = \frac{276,14 \times 10^3}{1200 \times 150 \times 25} = 0,06 < 0,3$$

3) justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

a. Vérifications si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant

$$V_u = 276,14 \text{ kN}$$

Prévoir deux nappes:

$$V_u > 0,166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$$

Avec:

A_{cv} : Section brute du béton dans la direction de l'effort tranchant

$$A_{cv} = a \times h \times w = 0,15 \times 1,2 = 0,18 \text{ m}^2$$

AN :

$$V_u = 276,14 \text{ kN} > 0,166 \times 0,18 \cdot 10^6 \times \sqrt{18,48 \times 10^{-3}} = 96,33 \text{ kN}$$

Donc deux nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les deux nappes sont écartées par des épingles.

b. Pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales de l'âme du voile

$$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025$$

Espacement maximum

$$S_{\max} \leq \min(3a, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Lasection minimale

Armatures horizontales et Verticales par $lmlA_{s_{\min}} = 0,0025 \times 0,15 \times 100 = 4\text{cm}^2/ml$

Si on choisit des aciers HA14 sur les deux faces on a : $(10 \times 1,54 = 15,39\text{cm}^2)$

$$\frac{120}{10} = 12\text{cm} < 45\text{cm}$$

c. Armatures d'âmes nécessaires pour l'effort tranchant

On opte pour deux nappes d'armatures en HA14 avec un espacement $S_t = 10\text{cm}$

On vérifie que:

$$\Phi V_n > V_u \text{ et } V_n = A_{cv} \times (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc} + \rho_n f_e})$$

Avec:

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

a_c : Coefficient dépendant de l'élanement du mur

$$a_c = 2 \text{ pour } \frac{h_w}{l_w} = \frac{5,97}{1,5} = 3,98 \geq 2$$

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

f_e : Contrainte admissible de l'acier

$$A_{cv} = 0,15 \times 1,2 = 0,18\text{m}^2$$

Pour une distance de 120cm on a : $2 \times 10\text{HA}14 = 30,78\text{cm}^2$

$$\rho_n = \frac{24,64}{75 \times 15} = 0,02$$

$$V_n = 0,3 \cdot 10^6 \times (2 \cdot 0,083 \cdot \sqrt{18,48} + 0,02 \times 400) \cdot 10^{-3} = 2614,08\text{kN}$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 2614,08 = 1960,50\text{kN} > V_u = 276,14\text{kN} \quad \text{OK}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par **02 nappes en HA14** horizontales et verticales avec un espacement $S_t = 10\text{cm}$. réparties sur chaque face de la lame du voile reliées par des épingles.

X.6.Résultats de calcul

Résultats de ferrailage vertical de différents voiles :

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 1-1	G+Q+Ex	-96,64	99,48	1,2	8,960	0,598	3,08
	G+Q+Ey	812,64	430,55	1,2	8,960	0,605	13,66
	0,8G+Ex	-11,75	99,86	1,2	8,960	0,600	3,12
	0,8G+Ey	913,08	430,93	1,2	8,960	0,605	13,70
	G+Q-Ex	-419,5	-101,7	1,2	8,960	1,200	0,21
	G+Q-Ey	-1328,78	-432,77	1,2	8,960	0,593	13,19
	0,8G-Ex	-319,06	-101,31	1,2	8,960	0,592	3,09
	0,8G-Ey	-1228,34	-432,38	1,2	8,960	0,593	13,21

Tableau X.1.Voile 1-1.

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 1-2	G+Q+Ex	181,01	91,87	1,2	8,960	0,605	2,92
	G+Q+Ey	803,92	426,36	1,2	8,960	0,605	13,53
	0,8G+Ex	281,11	91,75	1,2	8,960	0,607	2,94
	0,8G+Ey	904,02	426,24	1,2	8,960	0,605	13,55
	G+Q-Ex	-696,29	-90,84	1,2	8,960	1,200	0,35
	G+Q-Ey	-1319,2	-425,33	1,2	8,960	0,593	12,96
	0,8G-Ex	-596,2	-90,96	1,2	8,960	0,584	2,69
	0,8G-Ey	-1219,1	-425,45	1,2	8,960	0,593	12,99

Tableau X.2.Voile 1-2.

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 2-1	G+Q+Ex	265,24	42,29	1,15	16,500	0,582	1,41
	G+Q+Ey	1179,69	412,4	1,15	16,500	0,578	13,60
	0,8G+Ex	351,91	41,68	1,15	16,500	0,585	1,41
	0,8G+Ey	1266,36	411,78	1,15	16,500	0,579	13,59
	G+Q-Ex	-761,62	-39,09	1,15	16,500	1,150	0,20
	G+Q-Ey	-1676,07	-409,2	1,15	16,500	0,570	13,13
	0,8G-Ex	-674,95	-39,7	1,15	16,500	0,555	1,21
	0,8G-Ey	-1589,4	-409,81	1,15	16,500	0,571	13,16

Tableau X.3.Voile 2-1.

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 2-2	G+Q+Ex	461,04	45,6	1,15	16,500	0,587	1,55
	G+Q+Ey	1259,78	407,62	1,15	16,500	0,579	13,46
	0,8G+Ex	536,21	45,62	1,15	16,500	0,589	1,56
	0,8G+Ey	1334,96	407,64	1,15	16,500	0,579	13,47
	G+Q-Ex	-903,9	46,14	1,15	16,500	0,552	1,39
	G+Q-Ey	-1702,65	-408,16	1,15	16,500	0,570	13,09
	0,8G-Ex	-828,72	-46,12	1,15	16,500	0,554	1,40
	0,8G-Ey	-1627,47	-408,14	1,15	16,500	0,570	13,10

Tableau X.4.Voile 2-2.

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 3-1	G+Q+Ex	210,94	91,76	0,60	6,230	0,301	5,77
	G+Q+Ey	231,61	105,25	0,60	6,230	0,301	6,62
	0,8G+Ex	218,64	80,5	0,60	6,230	0,301	5,07
	0,8G+Ey	239,3	93,99	0,60	6,230	0,301	5,92
	G+Q-Ex	-504,07	-85,14	0,60	6,230	0,297	5,23
	G+Q-Ey	-517,88	-54,19	0,60	6,230	0,296	3,29
	0,8G-Ex	-428,68	-83,6	0,60	6,230	0,298	5,15
	0,8G-Ey	-442,48	-65,46	0,60	6,230	0,297	4,01

Tableau X.5.Voile 3-1.

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 3-2	G+Q+Ex	391,23	117,16	0,60	6,230	0,301	7,39
	G+Q+Ey	270,54	115,68	0,60	6,230	0,301	7,28
	0,8G+Ex	465,53	108,5	0,60	6,230	0,302	6,87
	0,8G+Ey	273,14	103,14	0,60	6,230	0,301	6,50
	G+Q-Ex	-770,02	-113,1	0,60	6,230	0,297	6,93
	G+Q-Ey	-478,21	-58,59	0,60	6,230	0,296	3,58
	0,8G-Ex	-695,72	-111,88	0,60	6,230	0,297	6,87
	0,8G-Ey	-403,91	-71,12	0,60	6,230	0,298	4,37

Tableau X.6.Voile 3-2.

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 4-1	G+Q+Ex	-172,84	237,2	0,15	21,060	0,599	7,39
	G+Q+Ey	133,49	64,13	0,15	21,060	0,602	2,02
	0,8G+Ex	-95,8	249,01	0,15	21,060	0,600	7,77
	0,8G+Ey	210,52	75,95	0,15	21,060	0,603	2,40
	G+Q-Ex	-303,8	-292,69	0,15	21,060	0,599	9,11
	G+Q-Ey	-610,13	-119,63	0,15	21,060	0,595	3,67
	0,8G-Ex	-226,77	-280,88	0,15	21,060	0,599	8,75
	0,8G-Ey	-533,09	-107,81	0,15	21,060	0,595	3,31

Tableau X.7.Voile 4-1.

		N(Kn)	M(Kn,m)	L(m)	A (m ²)	Lt(m)	As (cm ²)
V 4-2	G+Q+Ex	-130,68	334,06	0,15	21,060	0,600	10,43
	G+Q+Ey	163,72	86,63	0,15	21,060	0,602	2,72
	0,8G+Ex	-76,48	343,65	0,15	21,060	0,600	10,73
	0,8G+Ey	230,36	96,22	0,15	21,060	0,602	3,03
	G+Q-Ex	-306,17	-379,23	0,15	21,060	0,599	11,82
	G+Q-Ey	-592,46	-131,8	0,15	21,060	0,595	4,06
	0,8G-Ex	-239,53	-369,63	0,15	21,060	0,599	11,53
	0,8G-Ey	-525,82	-122,2	0,15	21,060	0,596	3,76

Tableau X.8.Voile 4-2.

Sections	Epaisseur (cm)	Longueur (m)	A _s Calculé (cm ²)	Choix des armatures	A _s adapté (cm ²)	Esp (cm)
Voile Type 01	15	1,20	13,70	10T14	15,39	10
Voile Type 02	15	1,15	13,60	10T14	15,39	10
Voile Type 03	15	0,60	7,39	6T14	9,24	10
Voile Type 04	15	1,20	11,82	10T14	15,39	10

Tableau X.9.Choix des armatures des voiles.

Vérifications divers selon l' *RPA99*

a) Aciers verticaux

Sections	Epaisseur (cm)	Longueur (m)	A_B (cm ²)	A_s (cm ²)	%	<0,20%
Voile Type 01	15	12	180	6,16	0,034	vérifiée
Voile Type 02	15	11,5	172,5	6,16	0,035	vérifiée
Voile Type 03	15	6	90	6,16	0,068	vérifiée
Voile Type 04	15	12	180	6,16	0,034	vérifiée

b) Règles communes

Sections	Epaisseur (cm)	Longueur (m)	A_B (cm ²)	A_s (cm ²)	%	<0,15%
Voile Type 01	15	120	1800	33,04	0,017	vérifiée
Voile Type 02	15	115	1725	33,04	0,019	vérifiée
Voile Type 03	15	60	900	20,73	0,023	vérifiée
Voile Type 04	15	120	1800	33,04	0,017	vérifiée

c) L'espacement

$$S=10\text{cm} \leq \text{Min}(S \leq 1,5 a ; S \leq 30 \text{ cm}) = \text{Min}(22,5 ; 30) \text{ cm}$$

$s=10\text{cm} < 22,5 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Note:

Les résultats de ferrailage trouvés nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaire

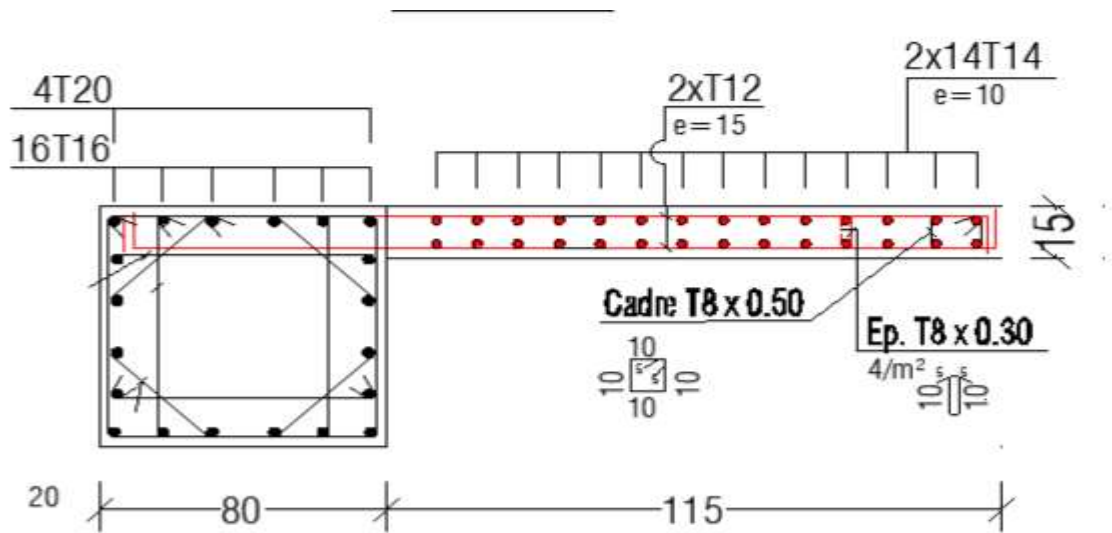


Figure X.4. Ferrailage du voile Type 01.

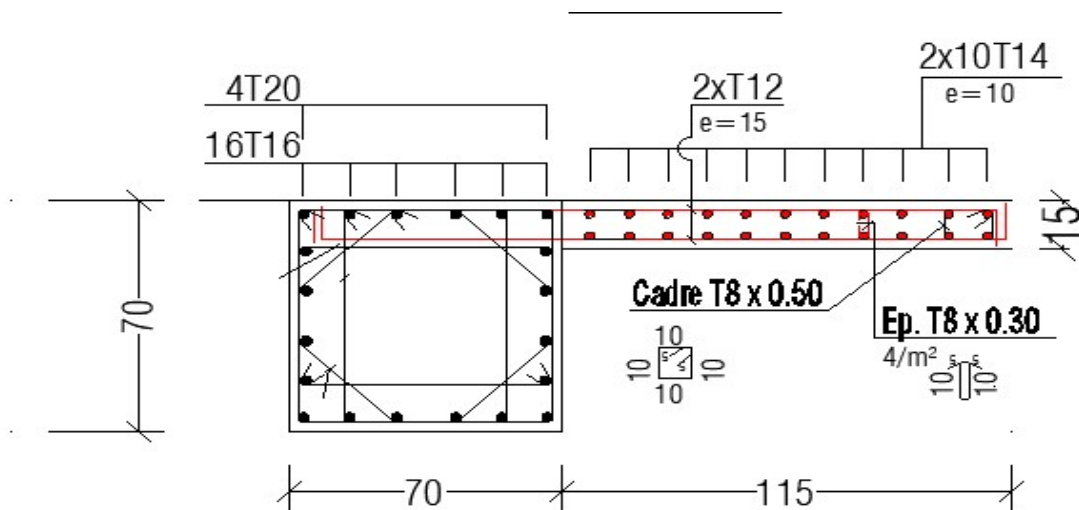


Figure X.5. Ferrailage du voile Type 02.

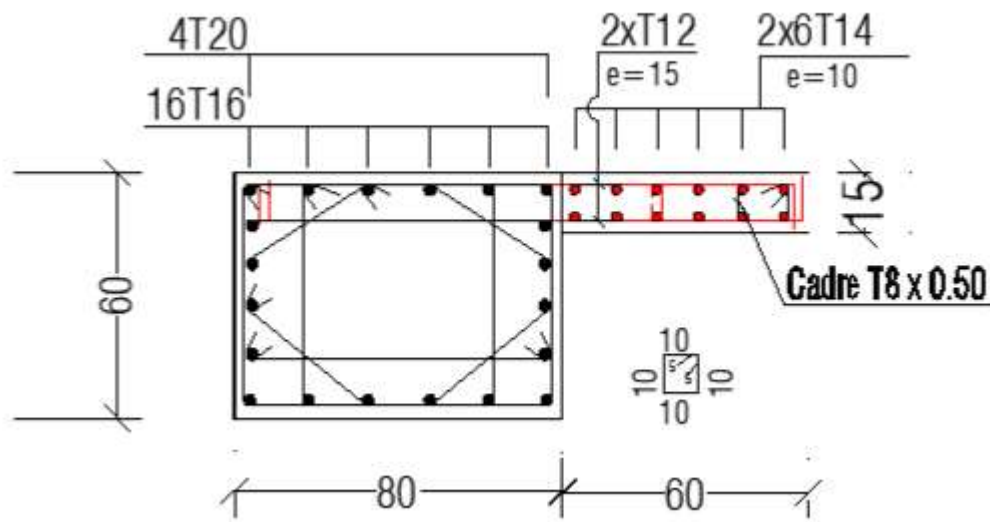


Figure X.6. Ferraillage du voile Type 03.

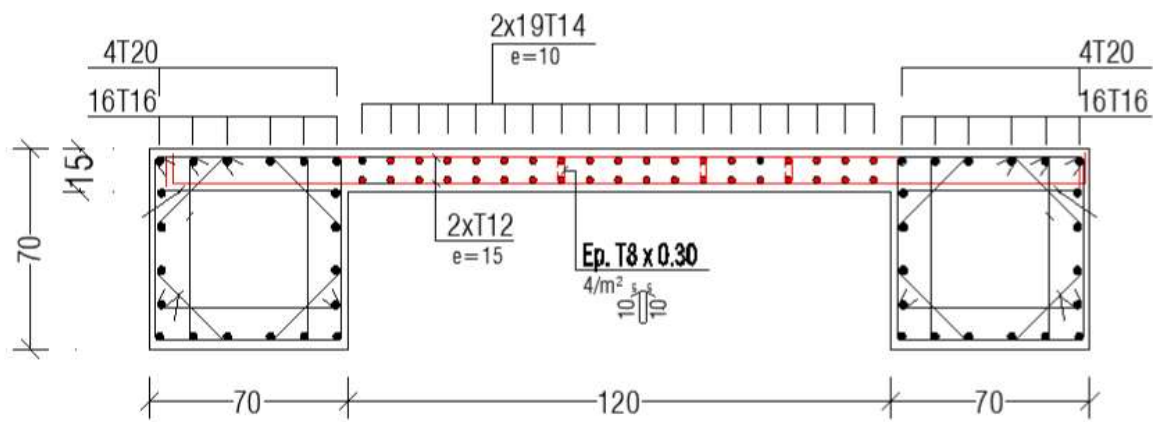


Figure X.7. Ferraillage du voile Type 04.

XI. Etude de fondation

XI.1. Introduction

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

Il existe plusieurs types de fondation

- Fondation superficielle
 - Semelle isolée
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante sous poteaux
 - Semelle filante croisées
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

XI.2. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol σ_{sol}

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars

- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

XI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

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

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

XI.4. Semelle isolée sous poteaux**a- Calcul des dimensions A, B**

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{a \times B}{b} ; B = \frac{A \times b}{a}$$

Pour les poteaux carrés $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = B^2$

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2,5 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B} = \frac{N}{B^2}$$

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

Selon **ROBOT2019** et sous les combinaisons à l'ELS : $N_{ser} = 1599,30 \text{ kN}$

$$\frac{1599,3}{B^2} \leq 250$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1599,30}{250}} = 2,52 \text{ m}$$

On choisit $B = 3 \text{ m}$.

b-Vérification de l'interférence entre deux semelles

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Il faut vérifier que

Avec : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

$$L_{\min} = 3,9 \text{ m} < 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ m} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Il y'a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

XI.5. Semelle filante

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

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50 \%$)

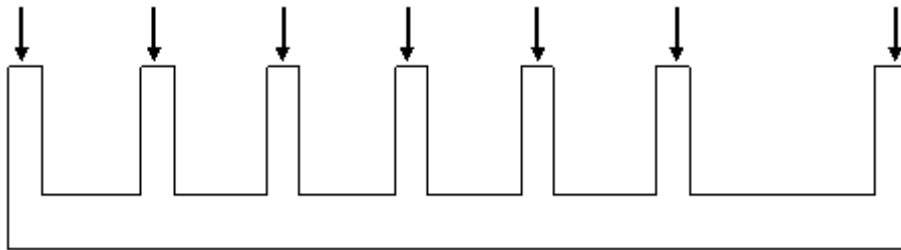


Figure.XI.1 Semellefilante.

On doit vérifier que :

$$S_{semll} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

D'où :

$$B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}} [2]$$

- $S = B \times L$
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur du fil considéré.

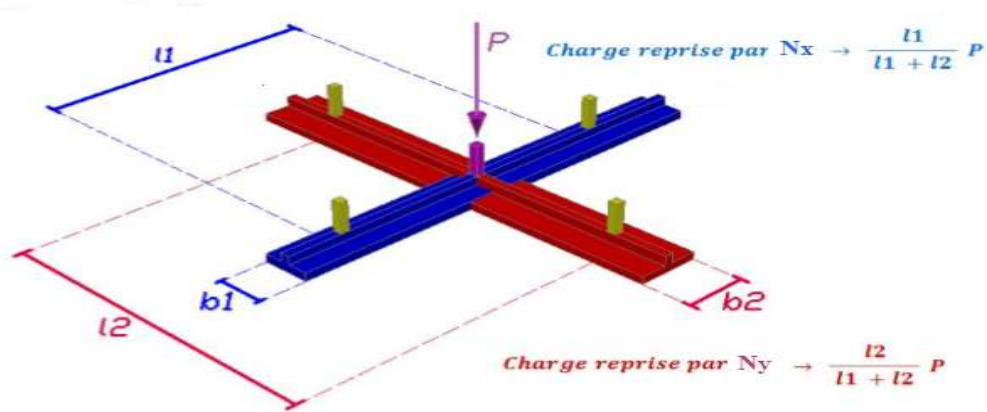


Figure.XI.2. répartition des charges pour les poteaux centraux.

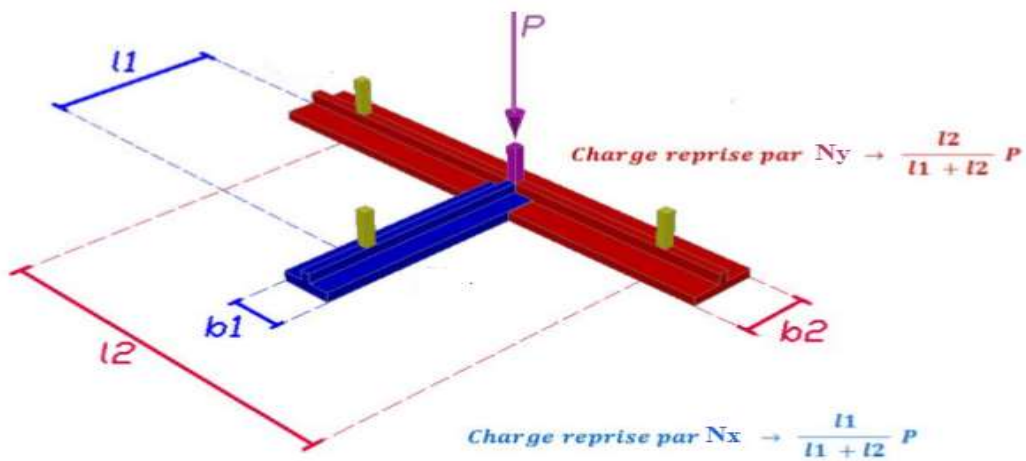


Figure.XI.3. répartition des charges pour les poteaux de rives.

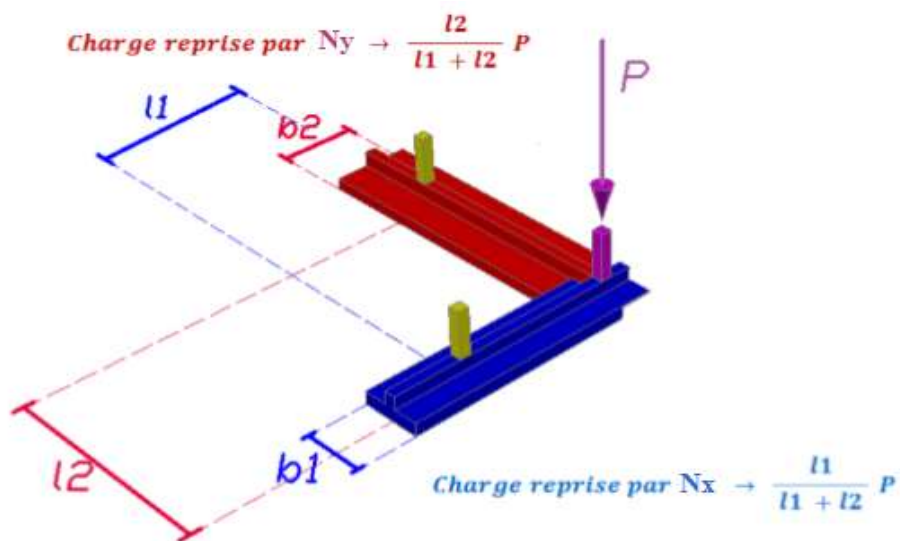


Figure.XI.4. répartition des charges pour les poteaux d'angles.

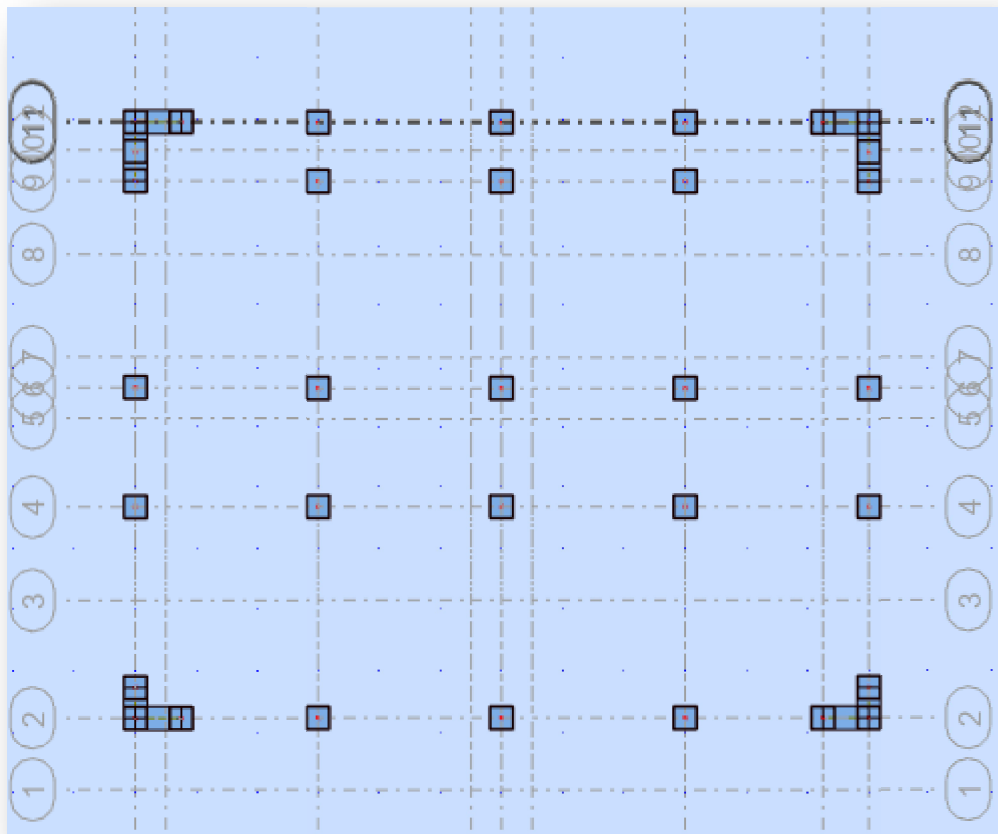


Figure. XI.5. Disposition des poteaux et voiles.

• XI.5.1. Exemple de calcul

Le poteau le plus sollicité $P = 1599,30\text{kN}$

$l_1 = 5,352\text{m}$; $l_2 = 6\text{m}$

$$N_{(3-C)x} = \frac{5,325}{5,325 + 6} \times 1599,30 = 0,47 \times 1599,30 = 751,67 \text{ Kn}$$

$$N_{(3-C)y} = \frac{6}{5,325 + 6} \times 1599,30 = 0,52 \times 1599,30 = 83,63 \text{ Kn}$$

• XI.5.2. Les répartitions

a- Les poteaux centraux

	Centrale			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N _{2-B}	0,42	0,58	370,38	511,48
N _{3-B}	0,47	0,52	739,56	818,24
N _{4-B}	0,47	0,52	618,92	684,76
N _{2-C}	0,42	0,58	385,17	531,90
N _{3-C}	0,47	0,52	751,67	831,63
N _{4-C}	0,47	0,52	643,43	711,89
N _{2-D}	0,42	0,58	390,55	539,34
N _{3-D}	0,47	0,52	740,96	819,79
N _{4-D}	0,47	0,52	619,63	685,55

TableauXI.1. La répartition pour les poteaux centraux.

b- Les poteaux d'angles

	Angle			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N _{1-A}	0,24	0,75	178,46	557,7
N _{5-A}	0,53	0,46	395,68	343,42
N _{1-E}	0,24	0,75	156,92	490,39
N _{5-E}	0,53	0,46	399,61	346,83

TableauXI.2. La répartition pour les poteaux d'angles.

c- Les poteaux des rives

	Rive			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N _{1-B}	0,13	0,86	61,95	409,92
N _{1-C}	0,13	0,86	64,14	424,32
N _{1-D}	0,13	0,86	65,48	433,21
N _{5-B}	0,36	0,63	447,15	782,52
N _{5-C}	0,36	0,63	448,95	855,66
N _{5-D}	0,36	0,63	447,23	782,66
N _{2-A}	0,59	0,40	179,15	120,78
N _{3-A}	0,39	0,40	373,36	382,93
N _{4-A}	0,64	0,35	481,34	263,23
N _{2-E}	0,59	0,40	168,52	114,25
N _{3-E}	0,39	0,40	373,8	383,38
N _{4-E}	0,64	0,35	485,19	265,33

Tableau XI.3.La répartition pour les poteaux rives.

- XI.5.3. Les charges qui reviennent pour chaque fil :

Fils	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	1607,99	19,50	0,32	1,2	23,4
B	2237,96	19,50	0,45	1,2	23,4
C	2333,36	19,50	0,47	1,2	23,4
D	2263,85	19,50	0,46	1,2	23,4
E	1584,04	19,50	0,32	1,2	23,4

Tableau XI.4. Sections des semelles filantes sens x-x.

Fils	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	1668,06	24	0,27	1,2	28,8
2	3206,92	24	0,53	1,2	28,8
3	3355,40	24	0,55	1,2	28,8
4	3260,55	24	0,54	1,2	28,8
5	1600,18	24	0,26	1,2	28,8

Tableau XI.5. Sections des semelles filantes sens y-y.

S _s	S _b	%
468	144	30,76

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise de la tribune.

Donc on passe à l'étude des semelles filantes croisées.

On prend : **B= 1,20 m**

XI.5.4. Vérification de la mécanique des sols

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2,5 \times B$

$$L_{\min} = 3,9\text{m} \geq 2,5 \times 1,2 = 3\text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **XI.5.5. La hauteur « h_t »**

La hauteur de la semelle est : $h_t > d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_N \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 = \frac{1,2-0,7}{4} + 0,05 = 0,17\text{m} \rightarrow b = 0,70\text{ m pour les poteaux de types 01.}$$

$$h_N \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 = \frac{1,2-0,8}{4} + 0,05 = 0,15\text{m} \rightarrow b = 0,80\text{ m pour les poteaux de types 02.}$$

On adopte : **h_t= 0,35m**

• Dimensionnement de la poutre de libage

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L=6,9m	0,86	h	1,38
L=6m	0,75	h	1,2

Tableau. XI.6. Dimensionnement de la poutre de libage.

• XI.5.6. Condition de rigidité des semelles

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

Avec : $L_e = \left(\frac{4EI}{KB} \right)^{1/4}$

- L_{\max} : longueur max entre axe des poteaux.
- E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne E=21000MPa).
- K: Coefficient de raideur du sol (5MPa/m ≤ K ≤ 120MPa/m).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=50 [MPa/m] → Coefficient de raideur du sol (pour $\sigma_{\text{sol}} = 2,5\text{MPa}$)

- E=210000MPa

- I : moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b h_N^3}{12}$

• XI.5.7. Calcul hauteur de nervure h_N :

$$h_N \geq \left(\frac{48KB l^4}{Eb\pi^4} \right)^{1/3}$$

Pour la grande travée l = 6,9 m : $h_N \geq 0,77\text{ m}$

On adopte: $h_N = 1,25\text{m}$

b(m)	h _{nervure} (m)	I (m4)	l _e (m)	$\frac{\pi}{2}l_e + a$	l _{max}	Observation
0,7	1,25	0,113	6,30	10,60	6,9	Vérifiée
0,8	1,25	0,130	6,53	10,85	6,9	Vérifiée

Tableau-XI.7.Choix d'hauteur de la nervure.

La poutre de libage (renversé) : (b × h=70x125) cm²

(b × h=80x125) cm²

XI.6. Vérification de la portance du sol

$$\sigma_{\text{structure}} < \sigma_{\text{sol}}$$

• XI.6.1. Vérifications contraintes à ELS

Fils	N (kN)	S (m ²)	σ (kN/m ²)	σ_{sol}	Résultat
A	1607,99	23,4	68,71	250	Vérifiée
B	2237,96	23,4	95,63	250	Vérifiée
C	2333,36	23,4	99,71	250	Vérifiée
D	2263,85	23,4	96,74	250	Vérifiée
E	1584,04	23,4	67,69	250	Vérifiée

Tableau. XI.8Vérification de la contrainte à ELS sensx-x

Fils	N (kN)	S (m ²)	σ (kN/m ²)	σ_{sol}	Résultat
1	1668,06	28,8	57,91	250	Vérifiée
2	3206,92	28,8	111,35	250	Vérifiée
3	3355,40	28,8	116,50	250	Vérifiée
4	3260,55	28,8	113,21	250	Vérifiée
5	1600,18	28,8	55,56	250	Vérifiée

Tableau. XI.9Vérification de la contrainte à ELS sensy-y

• XI.6.2. Vérifications contraintes à ELU

Fils	N (kN)	L(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	2219,96	19,5	1,2	23,4
B	3870,17	19,5	1,2	23,4
C	3240,11	19,5	1,2	23,4
D	3143,38	19,5	1,2	23,4
E	2188,91	19,5	1,2	23,4

Tableau. XI.10. Sections des semelles filantes sens x-x

Fils	N (kN)	L(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	3177,2	24	1,2	28,8
2	2509,53	24	1,2	28,8
3	4497,70	24	1,2	28,8
4	3626,27	24	1,2	28,8
5	4320,41	24	1,2	28,8

Tableau. XI.11. Sections des semelles filantes sens y-y

Fils	N (kN)	S (m ²)	σ (kN/m ²)	σ_{sol}	Résultat
A	1607,99	23,4	68,71	250	Vérifiée
B	2237,96	23,4	95,63	250	Vérifiée
C	2333,36	23,4	99,71	250	Vérifiée
D	2263,85	23,4	96,74	250	Vérifiée
E	1584,04	23,4	67,69	250	Vérifiée

Tableau. XI.12. Vérification de la contrainte à ELU sens x-x.

Fils	N (kN)	S (m ²)	σ (kN/m ²)	σ_{sol}	Résultat
1	3177,20	28,8	110,31	250	Vérifiée
2	2509,53	28,8	87,13	250	Vérifiée
3	4497,70	28,8	156,17	250	Vérifiée
4	3626,27	28,8	125,91	250	Vérifiée
5	4320,41	28,8	150,01	250	Vérifiée

Tableau. XI.13. vérification de la contrainte à ELU sens y-y.

XI.7. Calcul du ferrailage

- **XI.7.1. Calcul le ferrailage de la semelle**

- **Exemple de calcul**

On applique la méthode des bielles :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=35\text{cm}$
 $d=0,9h=31,5\text{cm}$

À l'état limite ultime

$$N_u = \sum N_{if} = 2224,46\text{kN}$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{2224,46}{24} = 92,68 \text{ kN/ml}$$

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$d = 0,315 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{92,68 (1,2 - 1)}{8 \times 0,315 \times 348 \times 10^3} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Fils	N_{ELU} (kN)	P_u (kN/m)	A_s (mm ²)	Choix	A_s (mm ²)	esp (cm)
A	2219,96	94,87	3,02	6T12	6,79	15
B	3870,17	165,39	5,28	6T12	6,79	15
C	3240,11	138,46	4,42	6T12	6,79	15
D	3143,38	134,33	4,28	6T12	6,79	15
E	2188,91	93,54	2,98	6T12	6,79	15

Tableau. XI.14.ferrailage pour les semelles sens x-x

Fils	N _{ELU} (kN)	P _u (kN/m)	A _S (mm ²)	Choix	A _S (mm ²)	esp (cm)
1	3177,20	110,32	3,52	6T12	6,79	15
2	2509,53	87,13	2,78	6T12	6,79	15
3	4497,70	156,17	4,98	6T12	6,79	15
4	3626,27	125,91	4,02	6T12	6,79	15
5	4320,41	150,01	4,78	6T12	6,79	15

Tableau. XI.15.ferrailage pour les semelles sens y-y

- **XI.7.2. Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_S \times B}{4} = \frac{6,79 \times 1,2}{4} = 2,037 \text{ cm}^2$$

Choix 4T12 $A_S = 4,52 \text{ cm}^2$

- **XI.7.3. Ferrailage max en travée et sur appui de la nervure**

Fils	N _{ELU} (kN)	q _u (kN/m)
A	2219,96	113,84
B	3870,17	187,40
C	3240,11	198,47
D	3143,38	161,19
E	2188,91	112,25

Tableau. XI.16.calcul des charger sens x-x.

Fils	N _{ELU} (kN)	q _u (kN/m)
1	3177,20	132,38
2	2509,53	104,56
3	4497,70	166,15
4	3626,27	151,09
5	4320,41	180,01

Tableau. XI.17.calcul des charger sens y-y.

Comme les charges revenant sont presque égales alors on prend la poutre la plus sollicitée :

XI.7.3.1 Ferrailage longitudinal

$$q_u = 198,47 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = ql^2 / 8$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 0,5 M_0$$

Pour la grande travée (l = 6,9 m)

$$M_0 = 1181,14 \text{ kN.m} ; M_t = 1003,96 \text{ kN.m} ; M_a = 590,57 \text{ kN.m} ; h = 125 \text{ cm} ;$$

$$d = 112,5 \text{ cm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	Position	M (kNm)	A _s (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	esp (cm)
70×125	Travée	1003,96	24,30	4T20+4T20	25,13	20
	Appuis	590,57	15,40	4T16+4T16	16,08	20
80×125	Travée	1003,96	21,40	4T20+4T20	25,13	20
	Appuis	590,57	14,10	4T16+4T16	16,08	20

Tableau. XI.18. Ferrailage longitudinal.

- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,50 \text{ cm}^2 < 25,13 \text{ cm}^2$$

XI.7.3.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma_t = \sigma_s + \sigma_t \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fils	N _{ELS} (kN)	q _s (kN/m)
A	1607,99	82,46
B	2237,96	114,76
C	2333,36	119,65
D	2263,85	116,09
E	1584,04	81,23

Tableau. XI.19. Calcul des charger sens x-x

Fils	N _{ELS} (kN)	q _s (kN/m)
1	1668,06	69,50
2	3206,92	133,62
3	3355,40	139,80
4	3260,55	135,85
5	1600,18	66,67

Tableau. XI.20. Calcul des charger sens y-y

Position	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	707,18	25,13	5,8	15	201,6	201,6	Vérifiée
Appuis	415,99	16,08	4	15	201,6	201,6	Vérifiée

Tableau. XI.21. Vérification des contraintes.

XI.7.3.1.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition
53,99	0,059	2,5	Vérifiée

Tableau –XI.22.Vérification de la contrainte de cisaillement.

XI.7.3.2.Ferraillage transversale

- Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Fe=400MPa ; $\tau_u=0,059\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=80\text{cm}$; $d=112,5\text{cm}$

Section	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
	S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC		
70×125	40	19,2	62,5	15	20	2,01	4T8
80×125	40	19,2	62,5	15	20	2,01	4T8

Tableau –XI.23.Calcul des armatures transversales.

Recouvrement des armatures longitudinales

Lr=50Ø (zone III).

Lr : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm.....Lr=100 cm
- Ø=16mm.....Lr=80 cm

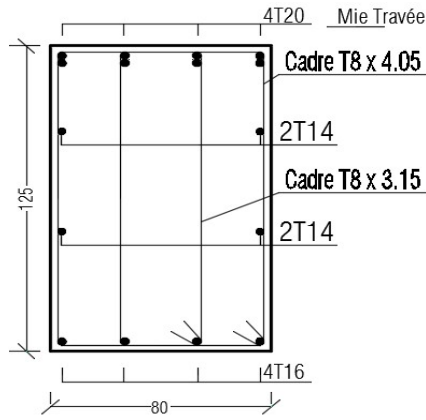


Figure. XI.6. Ferrailage en travée.

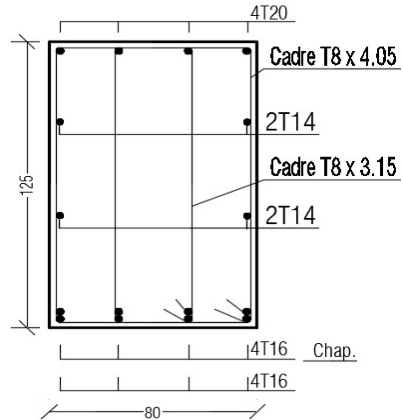


Figure.VII.7.Ferrailage en appuis.

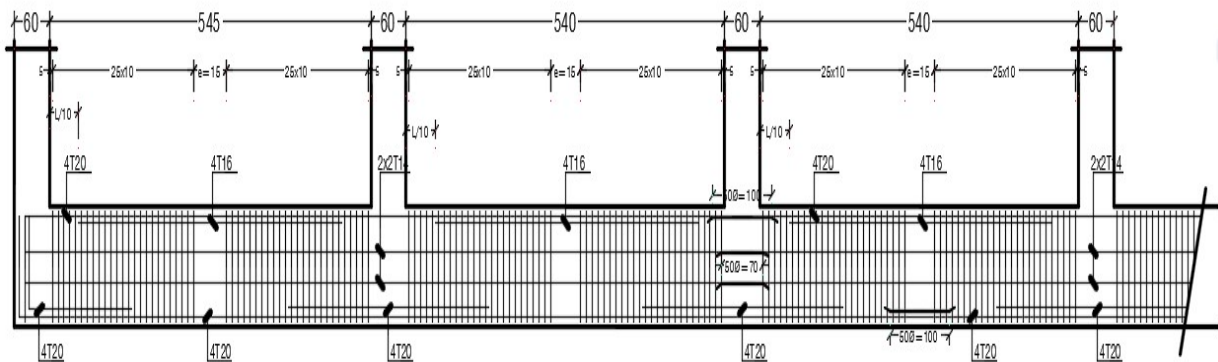


Figure.XI.8. Ferrailage longitudinale de nervure.

Liste des figures

Figure I.1. Photo 3D du stade.....	1
Figure I.2. Plan de situation.	2
Figure I.3. Vue intérieur 3D	2
Figure I.4. Vue en plan du Bloc 'O'.....	3
Figure I.5. coupe transversale du Bloc 'O'	3
Figure I.6. diagramme contrainte-déformation à l'ELU.	5
Figure I.7. Diagramme contrainte- déformation à l'ELS.....	5
Figure I.8. Diagramme déformation acier ELU.	6
Figure II.1. Vue générale de la Toiture.....	8
Figure II.2. Distribution des surcharges de neige sur la couverture.	9
Figure II.3. Vue générale de la couverture avec toutes directions de vent.	10
Figure II.4. Valeurs de $C_{p,net}$ et C_f pour les toitures isolées à un seul versant.....	12
Figure II.4. cas d'un mur isolée (DTR C2-4.7 page 104).....	16
Figure III.1. Position des plancher inclinée.....	18
Figure III.2. Position des planchers droit.....	19
Figure III.3. Schémas statiques.....	32
Figure III.4. Exemple d'un échantignolle.	36
Figure III.5. Schéma en 3D d'une échantignolle.....	37
Figure IV.1. Modélisation de la structure initiale (3D).....	46
Figure IV.2. deuxième modèle (3D).	48
Figure IV.3. troisième modèle (3D).	50
Figure IV.4. Modèle final (3D).	54
Figure V.2. Les efforts de la panne 1238 (1,35G+1,5V).....	64
Figure V.3. Les efforts de la panne 1238 à l'état ultime de service (G+V).	65
Figure V.4. Les efforts de la panne 458 (1,35G+1,5V).....	68
Figure V.5. Les efforts de la panne 458 à l'état ultime de service (G+V).	69
Figure V.6. Les efforts de la membrure inférieur 189 (1, 35G+1,5N).....	71
Figure V.7. les efforts de la membrure inférieur 363 (1,35G+1,5V)	72
Figure V.8. Les efforts de la membrure supérieure Barre 378 (1,35G+1,5N).	74
Figure V.9. Les efforts de la membrure inférieur 261 (1, 35G+1,5N).....	74
Figure V.10. Les efforts de la diagonale 389 (1,35G+1,5V).....	76
Figure V.11. Les efforts de la diagonale Barre 215 (1,35G+1,5N).....	78

Figure V.12. Les efforts de contreventement horizontal 1102(1,35G+1,5N)	79
Figure-V.13. Les efforts de contreventement horizontal 1101 (1,335G +1,5V).....	80
Figure V.14. les efforts de contreventement vertical 1044 (1,35G+1,5V).....	81
Figure-V.15. Les efforts de contreventement verticale 1034 (1,35G+1,5V+1,3Q)	83
Figure V.15. Les efforts de ciseau 1297(G+Q+Ey)	84
Figure V.16. Les efforts de la diagonale Barre 960 (G+Q+Ey).....	86
Figure VI.1. Types d'assemblages.....	91
Figure VI.2. Assemblage "01" contreventement en X.	94
Figure VI.3. Assemblage "02" membrure-membrure.	99
Figure-VI.4. Assemblage 03 Diagonal-Montant.	102
Figure VI.6. Assemblage "05" base de poutre en treillis	109
Figure VI.7. Assemblage "06" ciseaux.	112
Figure VI.8 Assemblage "07" ciseaux-membrure inferieur.....	114
Figure VI.9. Assemblage panne-membrure-ciseaux (extrémité).	115
Figure VI.10. Assemblage contreventement en X.	116
Figure VI.11. Assemblage panne-membrure-ciseaux (au milieu).	116
Figure VI.12. Assemblage membrure-ciseaux (extrémité).	117
Figure VII.1. Dispositions des poteaux.....	118
Figure VII.2. Ferrailage du poteau carrée 70x70.....	127
Figure VII.3. Ferrailage du poteau rectangulaire80x60.....	127
Figure VIII.1. Différents Types des poutres.	128
Figure VIII.2. Distance des arrêts de barres	137
Figure VIII.3. Disposition constructive des armatures des poutres en appui.	138
Figure VIII.4. Disposition constructive des armatures des poutres sur travée.	139
Figure VIII.5. Disposition constructive des armatures des poutres en travée	139
Figure VIII.6. Disposition constructive des armatures des poutres sur appui	140
Figure VIII.7. Disposition constructive des armatures des poutres en travée	140
Figure VIII.8. Disposition constructive des armatures des poutres sur appui	141
Figure IX.1. Forme du Gradin.....	142
Figure IX.3. Ferrailage de la dalle pleine en travée et en appuis.	145
Figure XI.4. Dimensions de la dalle pour plancher à étage courant.	149
Figure IX.5. Ferrailage de la dalle pleine en travée et en appuis.	151
Figure IX.6. Coupe ferrailage de la dalle pleine.	155
Figure IX.7. Coupe ferrailage de la dalle pleine	156

Figure X.1. Disposition des armatures verticales dans le voile.....	158
Figure X.2. Principe de fonctionnement	159
Figure X.3. différents voiles de la structure.	160
Figure X.4. Ferrailage du voile type 01.	169
Figure X.5. Ferrailage du voile type 02.	169
Figure X.6. Ferrailage du voile type 03.	170
Figure X.7. Ferrailage du voile type 04.	170
Figure.XI.1 Semellefilante.	173
Figure.XI.2. répartition des charges pour les poteaux centraux.....	174
Figure.XI.3. répartition des charges pour les poteaux de rives.	174
Figure.XI.4. répartition des charges pour les poteaux d'angles.	174
Figure. XI.5. Disposition des poteaux et voiles.	175
Figure. XI.6. Ferrailage en travée.	187
Figure.VII.7. Ferrailage en appuis.	187
Figure.XI.8. Ferrailage longitudinale de nervure.....	187

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.

- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Liste des tableaux

Tableau I.1. Propriétés mécaniques du béton. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II.1. les valeurs des coefficients de force globaux et les coefficients de pressions locaux C_p **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II.2. les valeurs des pression aérodynamique. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II.3. Résultat du calcul de la partie quasi-statique. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II.4. Valeurs des forces extérieures F_w **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II.5. les valeurs du C_{pnet} **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.1. Choix des sections des poutres. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau-III.2. Choix de section des poteaux rectangulaires (Angle). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau-III.3. Choix de section des poteaux rectangulaires (Rive). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau-III.4. Choix de section des poteaux rectangulaires (central). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.5. Choix des sections des poteaux. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.6. Caractéristiques du profilé..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.1. Période et facteur de participation massique du model n° 1..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.2 Période et facteur de participation massique du model n° 2..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.3. Période et facteur de participation massique du model n° 3..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.4. Période et facteur de participation massique du model n° 4..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.5. récapitulatif des dimensions des poutres pour différents étages. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.6. récapitulatif des dimensions des poteaux pour différents étages. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter étage (Modèle № 4)... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter étage (Modèle № 4)... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.7. Résumé des résultats. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.1 Caractéristiques du profilé pour IPE160. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.2. Caractéristiques du profilé HEA160. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.3. Caractéristiques des profilés HEA180..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.4. Caractéristiques HEA180. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.5. Caractéristiques des CAEP 70×7. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI.6.Caractéristiques CAEP 120X12 **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.7.Caractéristiques CAEP 120×12 **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.9. Caractéristiques des CAEP 70×7 pour les ciseaux... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.10. Récapitulative des profilés en charpente métallique. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.1.Valeur de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction des boulons.
..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI.2.valeur de la limite d'élasticité et la contrainte de rupture pour les boulons HR.
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.1. Ferrailage des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.2.Ferrailage des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau-VII.3.Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.4.Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$). **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.5. Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.6. Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.7.Choix des armatures des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.8.Vérification des contraintes pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.9.Vérification des contraintes pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.10.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.11.Espacements maximaux selon **RPA99 version 2003 [1]** pour les poteaux
..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.1.Ferraillage des poutres principales (situation durable).....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.2. Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle).... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.3.Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.4.Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.5. Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.6. Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.7.Ferraillage des poutres crémaillères (situation durable)...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.8. Ferraillage des poutres crémaillères (situation accidentelle).. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.9.Ferraillage des poutres crémaillères (situation accidentelle)... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.10.Choix des armatures pour les poutres principales**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.11. Choix des armatures pour les poutres secondaires**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.12. Choix des armatures pour les poutres crémaillères.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.13.Vérification de la condition de non fragilité..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.14. Vérification des poutres principales à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.15. Vérification des poutres secondaires à l'ELS. ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.16.Vérification des poutres crémaillères à l'ELS. ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.17. Vérification de la contrainte de cisaillement. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.18. Calcul des armatures transversales.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.19.Vérification de la section d'armatures.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.20.Vérification de la compression du béton.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.21.Vérification dans les appuis de rives.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IX.1. Ferraillage de la dalle pleine.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IX.2.Vérification des contraintes.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IX.3.Ferraillage de la dalle d'étage courant.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IX.4. Vérification des contraintes.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau X.1. Voile 1-1**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau X.2. Voile1-2.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau X.3. Voile 2-1.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau X.4. Voile 2-2.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau X.5. Voile 3-1.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau X.6. Voile 3-2.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau X.7. Voile 4-1.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau X.8. Voile 4-2.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau X.9. Choix des armatures du voile.	Erreur ! Signet non défini.

TableauXI.1. La répartition pour les poteaux centraux.	Erreur ! Signet non défini.
TableauXI.2. La répartition pour les poteaux d'angles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau XI.3. La répartition pour les poteaux rives.	Erreur ! Signet non défini.
TableauXI.4. Sections des semelles filantes sens x-x.....	Erreur ! Signet non défini.
TableauXI.5. Sections des semelles filantes sens y-y.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.6. Dimensionnementde la poutre de libage.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau-XI.7. Choix d'hauteur de la nervure.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.8 Vérification de la contrainte à ELS sensx-x	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.9 Vérification de la contrainte à ELS sensy-y	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.10. Sections des semelles filantes sens x-x.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.11. Sections des semelles filantes sens y-y.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.12. Vérification de la contrainte à ELU sens x-x.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.13. vérification de la contrainte à ELU sens y-y.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.14. ferraillage pour les semelles sens x-x	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.15. ferraillage pour les semelles sens y-y	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.16. calcul des charger sens x-x.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.17. calcul des charger sens y-y.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.18. Ferraillage longitudinal.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.19. Calcul des charger sens x-x	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.20. Calcul des charger sens y-y	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. XI.21. Vérification des contraintes.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau -XI.22. Vérification de la contrainte de cisaillement.	Erreur ! Signet non défini.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a pour objet de dimensionner un stade avec des gradins en béton armé et une toiture en charpente métallique qui doit être économique et résistante à la fois, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception. Nous avons été confrontés à plusieurs difficultés, dont on cite :

- La modélisation de la toiture en charpente métallique vu la forme irrégulière de cette dernière.
- La complexité d'assemblage de la poutre en treillis nous a obligés à apprendre et utiliser un nouveau logiciel **IDEA STATICA** conçu pour les assemblages.
- L'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale ; on a modélisé la structure en utilisant le logiciel « *Autodesk Robot structural analysis 2019* ».

Pour arriver à un modèle final il fallait faire plusieurs essais ; finalement deux modèles ont été établis ; le premier est celui des gradins en béton armé rigide et le deuxième c'est celui de la toiture souple constitué d'éléments en acier assemblés entre elles. Chaque un des deux modèles présente un comportement différent vis-à-vis du vent et du séisme.

On a déduit que les efforts sismiques sont plus défavorables dans la partie tribune alors que les efforts dus au vent le sont dans la partie de la toiture.

Nous avons remplacés la toiture par les efforts qu'elle engendre à sa base (périmètre des tribunes), afin de prendre en considération le poids de la toiture dans l'étude de la tribune.

REFERENCES

[1] DTR BC 2.48 RPA99 v.2003 règle parasismique.

[2] BAEL91 modifié 99 ; CBA93.

[3] DTR BC 2.44 CCM 97 dimensionnement des structures en acier et Euro-code 3 calcul des structures en acier.

[4] DTR C 2-4.7 Règlement neige et vent RNV 2013.

[5] l'ACI 318(Règlement américain)

[6] DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- ✓ Conception et dimensionnement des structures mixtes acier - béton ;(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2-4.10**).
- ✓ Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**)
- ✓ Cours de béton armé **BAEL91 modifié 99** et DTU associés, par **Jean- Pierre Mouglin**.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé, règles CBA 93 RPA 2003, par **Y.Cherait**

- ✓ Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton, l'Eurocode 4 partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments
- ✓ Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, par **J. Morel**
- ✓ Cours charpente métallique 1, (4^{ème} année), **Mr MENNADI.**
- ✓ Cours charpente métallique 2, (5^{ème} année), **Mr SETHI.**