

*RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE*  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

*Université de BLIDA « SAAD DAHLAB »*

*Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*



## Mémoire de Projet De Fin d'Etudes

*EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER EN GENIE CIVIL*

*Option : Constructions métalliques et mixtes*

**THÈME :**

**ETUDE D'UN STADE DE FOOTBALL AVEC DES  
GRADINS EN BETON ARME ET UNE TOITURE  
EN CHARPENTE METALLIQUE VERIFIEE AU**

*Présenté par :*

♥ *AIT MECHEDAL CELIA*

♥ *HEULLALI YASMINE*

*Encadré par :*

*Mr F.BELHOUCHE*

*Mme M. BEREDIAF*

## Remerciements

*Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné volonté, patience, santé et surtout persévérance durant nos années d'études*

*Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.*

*En guise de remerciement, nous adressons et en particulier notre reconnaissance et notre gratitude à notre promoteur **Mr BELHOUCHE** et notre Co promotrice **Mme BERDIAFE** pour le soutien précieux, et la disponibilité permanente, leur aide et leur orientation et surtout leur patience qui a contribué à nous développer durant la période d'encadrement.*

*Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.*

*Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA 1 et particulièrement à ceux du Département de Génie Civil.*

*Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance.*

## *DEDICAS*

Je dédie ce modeste travail à :

- A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- A mes très chers frères « Mustapha, Rachid » et sœurs « Mounira, férial »
- A tous mes amis (es) « Imène, Fella, ihcen, imane », mes cousines « khadidja, Fathia »
- A mon binôme "Celia " pour sa patience et ses efforts
- A toute la promotion 2020 de master 2 génie civil.

Yasmine.

## DEDICACE

Dear Mommy:

♥ Everything I am doing is for you, I Love You ♥.

Your daughter. Celia



## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة ملعب لكرة القدم بمدرجات من الخرسانة المسلحة وسقف معدني. مع فحص سلوك الحريق، تم بناؤه لأول مرة في عام 2009 من قبل شركة حكومية، في ولاية تيبازة.

مقاومة واستقرار البنية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد الخرسانة المسلحة. الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (sap2000)

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (99 RPA ) version 2003, BAEL modifié 91

التحقق من مجموعات عناصر التسقيف، وتطبيق القواعد والقوانين المطلوبة من قبل CCM97. و (EN 1993-1-8 tab 3.4).

EN و في الفصل الأخير تم فحص مقاومة الحريق لعناصر السقف المعدني بطريقتين الميكانيكية و الحرارة القصوى قدم في 1991-1-2 2002 et EN 1993-1-2-2005.

## Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un stade de football constitué de gradins en béton armé et une toiture en charpente métallique avec une vérification à la résistance au feu, construit au premier lieu en 2009 par une entreprise étatique, à la wilaya de TIPAZA.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (sap2000 V22).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

la vérification des assemblages des éléments de la toiture, en appliquant les règles et lois exigées par le CCM97 et (EN 1993-1-8 tab 3.4).

Et en dernier la vérification par élément de la toiture soumise à un chargement thermique, L'objectif principal est de vérifier la stabilité des éléments en charpente métallique de la toiture, sous chargement au feu nominale (ISO834) présentée dans l'EN 1991-1-2 2002 et EN 1993-1-2 2005

Cette étude a été menée par une application.

## *Abstract*

Stadiums, small, big, with simple shapes, or complicated once, they exist from a long time ago. They have always served the human been as a place of entertainment.

Both architects and engineers worked together to satisfy and ameliorate the audience comfort, the resistance of the structure to the stability phenomenon, to satisfy the esthetical aspect and several needs.

Stadiums are highly recommended for different types of sports. One of the most admired sport in the eyes of the audience is with no question: "Soccer". This is the main reason that inspired us to pick such a topic as a theme for our thesis.

This stadium was first built in 2009 financed by the governmental company. This stadium is located in TIPAZA, specifically in KOLEA community, which is classified in seismic zone III according to RPA99/2003. Built with concrete bleachers in addition of metal frame roof.

In order to accomplish this project, we should follow a specific work method divided to several chapters that contains a couple of studies, the 1<sup>st</sup> one is the study of the concrete bleachers and the 2<sup>nd</sup> one is the study of the metal frame roof which will be verified to the fire resistance. This work is presented as follows:

**First chapter:** it contains a list of data of the building analysed in general, we will talk about the type of the structure, the geometry in plan and elevation, and the properties and materials.

**Second chapter:** it contains the wind and snow study, in order to determinate the applied loads due to the wind load, and the dynamic loads due to the wind. The applied regulation is the algerien DTR (RNV2013).

**3rd chapter :** We conducted the 3rd chapter for the load descent for the presize of the carrier elements (loads and overloads were included in the regulatory technical document (D.T.R-BC.2.2) "This step is to assess and determine the loads and overloads that directly influences the strength and stability of our structure,"we did this work for both concrete bleachers and metal frame roof.

**4th chapter :** The dynamic study of a structure as it presents is often very complex because of the number of functions and elements existing in a structure. This is why modeling is often used to simplify the problem sufficiently to be able to analyze it. The purpose of this chapter is to define a structural model that verifies the safety conditions and criteria imposed by the Algerian

seismic rules RPA99/version 2003. The modeling of our structure was done using the software SAP2000 v22 which is an automatic calculation software of structures.

**5th chapter:** consecrated for the verification of the roof (the elements verification consist of the metal frame roof), to insure their safety, theses verifications will be applied according to the regulations of the CCM97 and RPA99/2003.

**6th chapter:** is based on the roof elements connection, applying the lows and rules of CCM97, (EN 1993-1-8 tab 3.4) manually with the help of the software IDEA STATICA.

**7th chapter:** This chapter consists of scrapping the structural elements (columns, beams, full slab and shear walls), the calculation of the frames under the compound bending, the calculation of the columns and beams is done by SOCOTEC software and verified by the ELS checks and all necessary checks. The full slap is reinforced manually with the organigram's help given in the D.T.R.BC.22. The calculation of shear walls according to the regulatory method that is based on the U.S. ACI regulations.

**8th chapter:** The foundations of a building are made up of the parts of the structure that are in contact with the soil to which they transmit the loads of the superstructure. A judicious choice of the foundation system must always meet the requirements for safety (carrying capacity) and readiness to serve. The purpose of this chapter is to size and scrap the elements of the infrastructure, we opted for the strip foundation.

**9th chapter:** is dedicated for the fire resistance verification of the metal frame sections loaded by nominal fire using the regulations of EN 1991-1-2 2002 and EN 1993-1-2 2005.

## LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

$\mu$ :	Coefficient de frottement.
$\chi$ :	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT}$ :	Coefficient de réduction de déversement.
$L$ :	Longueur ou portée.
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$d$ :	Hauteur utile.
$F_e$ :	Limite d'élasticité de l'acier.
$F_{v,rd}$ :	résistance au cisaillement
$F_{t,rd}$ :	résistance a la traction
$d$ :	la distance entre plate
$F_{y, add}$ :	la résistance due a la torsion
$F_{z, add}$ :	cisaillement due au moment
$v$ :	Force de cisaillement pour chaque plat
$F_{b,rd}$ :	résistance max de la tige et le plat
$M_{ed}$ :	moment resistant de la tige
$v_t$ :	Effort tranchant due à la traction
$F_{m, y}$ :	Effort axial due au moment
$N_{rd1}$ :	Resistance a l'effort axial du plat 1
$M_{c,rd1}$ :	Moment plastique du plat 1 majeur 1
$M_{x,}$ :	Les boulons en traction due au moment
$F_{sd}$ :	cisaillement des boulons
$V_{s,rd}$ :	Resistance au cisaillement du raidisseur partie en compression
$A$ :	Coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 version 2003 (% de g).
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier (m).
$A_t$ :	Section d'armatures transversales(m).
$B$ :	Aire d'une section de béton (m).
$\emptyset$ :	Diamètre des armatures, mode propre (m).
$\varphi$ :	Angle de frottement. (°).
$C$ :	Cohésion (kPa).
$Q$ :	Charge d'exploitation (Kn.ml).
$\gamma$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier (MPa).
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton (MPa).
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier (MPa).
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton (MPa).
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement (MPa).
$\tau$ :	Contrainte tangentielle (MPa).
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol (MPa).
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne (MPa).
$G$ :	Charge permanente (N).
$\xi$ :	Déformation relative
$V$ :	Effort tranchant a la base (N).

E.L.U : Etat limite ultime.  
 E.L.S : Etat limite service.  
 Nser : Effort normal pondéré aux états limites de service (N).  
 Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime (N).  
 Tu : Effort tranchant ultime (N).  
 T : Période (S).  
 St : Espacement (m).  
 $\lambda$  : Elancement.  
 F : Force concentrée (N).  
 f : Flèche (m).  
 f : Flèche admissible (m).  
 d : Fiche d'ancrage (m).  
 L : Longueur ou portée (m).  
 Lf : Longueur de flambement (m).  
 Ip : Indice de plasticité.  
 Ic : Indice de consistance.  
 d : Hauteur utile (m).  
 Fe : Limite d'élasticité de l'acier (MPa).  
 Mu : Moment à l'état limite ultime (N.m).  
 Mser : Moment à l'état limite de service (N.m).  
 Mt : Moment en travée (N.m).  
 Ma : Moment sur appuis (N.m).  
 I : Moment d'inertie (m<sup>4</sup> ).  
 fi : Flèche due aux charges instantanées. (m).  
 fv : Flèche due aux charges de longue durée (m).  
 Ifi : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées (m<sup>4</sup> ).  
 Ifv : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées (m<sup>4</sup> ).  
 M : Moment, Masse. (N.m).  
 Eij : Module d'élasticité instantané (MPa).  
 Evj : Module d'élasticité différé (MPa).  
 Es : Module d'élasticité de l'acier (MPa).  
 fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge (MPa). ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge (MPa).  
 Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge (MPa).  
 K : Coefficient de raideur de sol (Kg/cm<sup>3</sup> ) .  
 $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.  
 Y : Position de l'axe neutre (m).  
 Ag : Section transversale brute du voile ou trumeau (m).  
 $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) (m).  
 Acv : Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme (m).  
 $\Phi$  : Coefficient de sécurité.  
 $\alpha_c$  : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.  
 $\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur (%).  
 $\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur(%).  
 $\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur (%).  
 hw : Hauteur totale du voile (m).  
 hcr : Hauteur critique du voile (m).  
 Lbz : Longueur de la zone de confinement du voile (m).

$T_{bz}$  : Largeur de la zone de confinement du voile (m).  
 $l_w$  : Longueur du mur en plan (m).  
 $\delta_u$  : Déplacement du voile au sommet (m).  
 $net\ h$  : Le flux de chaleur net  
 $r\ h$  : Flux radiatif.  
 $c\ h$  : Flux convectif.  
 $\varphi$  : Facteur de forme.  
 $f\ \varepsilon$  : Émissivité correspondant au compartiment de feu.  
 $s\ \varepsilon$  : Émissivité concernant la surface du matériau.  
 $\sigma$  : Constante de Stefan-Boltzmann ( $W/m^2/K^4$ ).  
 $\theta_r$  : Température du rayonnement à proximité de l'élément ( $^{\circ}C$ ).  
 $\theta_m$  : Température de surface de l'élément structurel ( $^{\circ}C$ ).  
 $\alpha_c$  : Coefficient de transfert thermique par convection.  
 $g\ \theta$  : Température des gaz à proximité de l'élément.  
 $GK$  : Les valeurs caractéristiques des actions permanentes.  
 $Q_{k,1}$  : Les valeurs caractéristiques d'une action variable (la principale).  
 $Q_{k,i}$  : Les valeurs caractéristiques des autres actions variables.  
 $\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité.  
 $\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$  : Les coefficients de combinaison pour les bâtiments selon l'ENV 1991-1.  $\eta_{fi}$  :  
 Le taux de chargement à chaud.  
 $E_d$  : Effet de calcul des actions à température normale.  
 $E_{fi,d}$  : Effet de calcul des actions en situation d'incendie.  
 $\alpha_{cc}$  : Facteur de résistance à la compression ( $W/m^2K$ ).  
 $k_s(\theta)$  : Facteurs de réduction des aciers BA de la Méthode simplifiée.  
 $\omega$  : Ratio mécanique d'armatures à température normale.  
 $F_{s,fi}$  : Effort de traction des armatures à chaud (N).  
 $N_s$  : Effort résistant acier (N).  
 $M_{Rd,fi}$  : Moment résistant (N.m).  
 $M_{Ed,fi}$  : Moment agissant (N.m).  
 $\gamma$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.  
 $\theta$  : La température ( $^{\circ}C$ ),  
 $-t$  : Le temps (min)  
 $-\theta_0$  : La température ambiante, généralement égale à  $20^{\circ}C$   
 $-\theta_{a,t}$  : La température de l'acier au temps  
 $-E$  : Module de Young (en  $N/m^2$ ).  
 $-\rho_p$  : est la masse volumique de l'acier ( $Kg / m^3$ ).  
 $-V$  : est le volume de l'élément par unité de longueur [m]  
 $-c_p$  : est la chaleur spécifique du matériau de protection contre le feu [ $J/kg\ K$ ]  
 $-d_p$  : est l'épaisseur du matériau de protection contre le feu [m]  
 $-\rho_p$  : la masse volumique du matériau de protection [ $kg/m^3$ ].  
 $-\theta_{a,t}$  : est la température de l'acier au temps t

- $\Delta t$ : est l'intervalle de temps [s]
- $\theta_{g, t}$ : est la température ambiante des gaz au temps t
- $\Delta\theta_{gt}$ : L'augmentation de la température ambiante des gaz pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$
- $\lambda_p$ : est la conductivité thermique (fonction de la température) du matériau de protection contre le feu [W/mK]
- $K_{sh}$ : Coefficient de réduction du à l'effet d'ombre
- $\Phi$ : facteur de configuration (forme)
- $\epsilon_m$ : l'émissivité de surface de l'élément
- $\epsilon_f$ : l'émissivité du feu
- $\sigma$ : Constante de Stephan – Boltzmann ( $5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ )
- $\Theta_r$ : la température de rayonnement effective de l'environnement du feu [°C].
- $\Theta_g$ : température des gaz dans le compartiment [°C].
- $A_m$ : a section transversale de l'élément en acier [m<sup>2</sup>]
- $V$ : le volume de l'élément exposer au feu [m<sup>3</sup>]
- $\theta_{a, cr}$ : la température critique
- $\eta_{fi}$ : facteur de réduction
- $\gamma_{M, fi}$ : Coefficient de sécurité en situation d'incendie = 1
- $\gamma_{M1}$ : Coefficient de sécurité en situation normale = 1.1
- $k_1 k_2$ : Facteurs d'adaptation pour des poutres a température non uniforme

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1</b> : Propriétés mécaniques du béton.	5
<b>Tableau I.2</b> : Propriétés mécaniques de l'acier.	7
<b>Tableau III.1</b> : Charges permanentes (Plancher dalle pleine).	16
<b>Tableau III.2</b> : Choix des sections des poutres.	18
<b>Tableau III.3</b> : Charges permanente revenant au poteau le plus sollicité $h=3.57m.$	21
<b>Tableau III.4</b> : Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité $h=5.97m.$	22
<b>Tableau III.5</b> : Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité $h=13m.$	22
<b>Tableau III.6</b> : Choix des sections des poteaux.	23
<b>Tableau III.7</b> : Combinaisons de charges appliquées.	24
<b>Tableau III.8</b> : Valeurs des efforts revenant à la toiture à l'ELU.	25
<b>Tableau III.9</b> : Valeurs des efforts revenant à la toiture à l'ELS.	25
<b>Tableau III.10</b> : Les caractéristiques du profilé IPE 160.	25
<b>Tableau III.11</b> : Efforts normaux dans les diagonales.	26
<b>Tableau III.13</b> : Efforts normaux dans les membrures supérieures.	26
<b>Tableau III.14</b> : Efforts normaux dans les Membrures inférieures	26
<b>Tableau III.15</b> : Efforts normaux dans les Poteaux à treillis.	26
<b>Tableau III.16</b> : les choix des profilés utilisés pour la toiture.	27
<b>Tableau IV.1</b> : Facteur de qualité.	30
<b>Tableau IV.2</b> : récapitulation des donnés.	31
<b>Tableau IV.3</b> : Caractéristiques dynamiques propres du model initial.	32
<b>Tableau IV.4</b> : Participation massique du modèle finale.	34
<b>Tableau IV.5</b> : Vérifications des déplacements de niveaux.	35
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification de l'effort normal réduit.	36
<b>Tableau V.1</b> : Caractéristiques du profilé IPE160.	39
<b>Tableau V.2:</b> Caractéristiques du profilé pour l'élément 118 (rod).	42
<b>Tableau V.3</b> : Caractéristiques du profilé pour l'élément 247.	44
<b>Tableau V.4</b> : caractéristiques du profilé CHS100x6.	45
<b>Tableau V.5</b> : Caractéristiques des tubes ronds pour les membrures supérieures.	46
<b>Tableau V.6</b> : Caractéristiques des tubes ronds pour les diagonales.	48
<b>Tableau V.7</b> : Caractéristiques du profilé CHS200x8.	49
<b>Tableau V.8</b> : Récapitulative des profilés en charpente métallique.	50
<b>Tableau VI.1</b> : Récapitulations des données relatives à la soudure.	59
<b>Tableau VI.2</b> : espacement entre boulons dans le sens x-x.	64
<b>Tableau VI.3</b> : espacement entre boulons dans le sens y-y.	64
<b>Tableau VI.4</b> : résumé de l'assemblage de l'appui.	67
<b>Tableau VII.1</b> : Ferrailage des poteaux situation durable( $N^{max},M^{corr}$ ).	69
<b>Tableau VII.2</b> : Ferrailage des poteaux situation durable ( $M^{max},N^{corr}$ ).	69
<b>Tableau VII.3:</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 ( $N^{max},M^{corr}$ ).	69
<b>Tableau VII.4</b> : Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 ( $M^{max},N^{corr}$ ).	69
<b>Tableau VII.5</b> : Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 ( $N^{max},M^{corr}$ ).	70
<b>Tableau VII.6</b> : Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 ( $M^{max},N^{corr}$ ).	70



<b>Tableau VII.7</b> : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M^{corr}, N^{min}$ ).	70
<b>Tableau VII.8</b> : Choix des armatures des poteaux.	70
<b>Tableau VII.9</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{max}, M^{corr}$ ).	71
<b>Tableau VII.10</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{max}, N^{corr}$ ).	71
<b>Tableau VII.11</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	72
<b>Tableau VII.12</b> : Espacements maximaux selon RPA99 version2003 pour les poteaux.	73
<b>Tableau VII.13</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	73
<b>Tableau VII.14</b> : Ferrailage des poutres principales.	75
<b>Tableau VII.15</b> : Ferrailage des poutres secondaires.	76
<b>Tableau VII.16</b> : Ferrailage des poutres crémaillère.	76
<b>Tableau VII.17</b> : Choix des armatures pour les poutres porteuses.	77
<b>Tableau VII.18</b> : Choix des armatures pour les poutres secondaires.	77
<b>Tableau VII.19</b> : Choix des armatures pour les poutres crémaillères.	77
<b>Tableau VII.20</b> : Vérification de la condition de non fragilité.	78
<b>Tableau VII.21</b> : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.	78
<b>Tableau VII.22</b> : Vérification de la poutre principale du Niv3 à l'ELS après modifications.	78
<b>Tableau VII.23</b> : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.	79
<b>Tableau VII.24</b> : Vérification des poutres crémaillères à l'ELS.	79
<b>Tableau VII.25</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement.	79
<b>Tableau VII.26</b> : Calcul des armatures transversales.	80
<b>Tableau VII.27</b> : Tableau "1" récapitulatif du calcul de la flèche.	82
<b>Tableau VII.28</b> : Tableau "2" récapitulatif du calcul de la flèche.	82
<b>Tableau VII.29</b> : Ferrailage de la dalle pleine.	84
<b>Tableau VII.30</b> : Vérification des contraintes.	86
<b>Tableau VII.31</b> : Vérification des contraintes après modifications.	86
<b>Tableau VII.32</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche.	86
<b>Tableau VII.33</b> : Caractéristiques des matériaux utilisés.	88
<b>Tableau VII.34</b> : Résultats de ferrailage du voile $Vy_2$ .	93
<b>Tableau VII.35</b> . Justification de la stabilité et la résistance au flambement.	93
<b>Tableau VII.36</b> . Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal.	93
<b>Tableau VII.37</b> . Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.	93
<b>Tableau VII.38</b> . Résultats de ferrailage du voile $Vy$ .	93
<b>Tableau VIII.1</b> : Section des semelles filantes sens y-y.	97
<b>Tableau VIII.2</b> : Choix d'hauteur de la nervure.	99
<b>Tableau VIII.3</b> : Vérification de la contrainte à ELS sens y-y.	100
<b>Tableau VIII.4</b> : Vérification de la contrainte du sol à la distance 3/4.	100
<b>Tableau VIII.5</b> : Vérifications des excentricités.	100
<b>Tableau VIII.6</b> : Section d'armatures obtenus des semelles à l'ELU dans le sens y-y.	101
<b>Tableau VIII.7</b> : Sections d'armatures obtenus des semelles à l'ELS dans le sens y-y.	101
<b>Tableau VIII.8</b> : Choix d'armatures obtenus des semelles.	102
<b>Tableau VIII.9</b> : Vérification des contraintes.	103
<b>Tableau VIII.10</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement.	103
<b>Tableau VIII.11</b> : Calcul des armatures transversales.	103
<b>Tableau IX.1</b> : Matériaux d'isolation et de protection de l'acier.	116
<b>Tableau IX.2</b> : Facteurs d'adaptation pour des poutres $k_1, k_2$ .	119
<b>Tableau IX.3</b> : données utilisées pour déterminer la courbe d'échauffement du profilé.	120

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b> : Vu 3D du Stade.	03
<b>Figure I.2</b> : Vu en élévation du bloc P.	04
<b>Figure I.3</b> : Vu en plan du bloc.	04
<b>Figure I.4</b> : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.	06
<b>Figure I.5</b> : Diagramme contrainte- déformation à l'ELS.	06
<b>Figure I.6</b> : Diagramme déformation acier ELU.	07
<b>Figure II.1</b> : Coefficient de forme - toitures à un versant.	09
<b>Figure II .2</b> : coefficients de $C_{p.net}$ des éléments en relief.	12
<b>Figure II.3</b> : Aire de frottement $A_{fr}$ .	12
<b>Figure II.4</b> : Valeurs des coefficients de frottement.	13
<b>Figure III.1</b> : Vu en élévation du stade étudié (sens y-y).	14
<b>Figure III.2</b> : Schémas statiques de la charge d'entretien.	24
<b>Figure IV.1</b> : Spectre de réponse.	30
<b>Figure IV.2</b> : Vu en élévation du stade.	31
<b>Figure IV.3</b> : modèle initial en 3D.	32
<b>Figure IV.4</b> : 2ème modèle en 3D.	33
<b>Figure IV.5</b> : Vu en plan du plancher RDC.	33
<b>Figure V.1</b> : La panne (barre n58).	39
<b>Figure V.2</b> : Diagramme de l'effort de la panne 58 à l'état limite ultime.	40
<b>Figure V.3</b> : Diagrammes de l'effort de la panne 58 à l'état ultime de service.	41
<b>Figure V.4</b> : L'élément "Rod" pour les CV (barre 118).	42
<b>Figure V.5</b> : Diagramme de l'effort de contreventement horizontal de l'élément 118.	43
<b>Figure V.6</b> : la tige de stabilité (barre 247).	43
<b>Figure V.7</b> : Diagramme de l'effort de la tige de CV de l'élément 118.	44
<b>Figure V.8</b> : membrure inférieur (barre 976).	45
<b>Figure V.9</b> : Diagramme de l'effort de la membrure inférieur à l'état limite ultime.	46
<b>Figure V.10</b> : Membrure supérieur (barre 953).	46
<b>Figure V.11</b> : Diagramme de l'effort de la membrure supérieure à l'état limite ultime.	47
<b>Figure V.12</b> : Diagonale (barre 176).	47
<b>Figure V.13</b> : Diagramme de l'effort de la diagonale à l'état limite ultime.	48
<b>Figure V.14</b> : l'élément 982.	48
<b>Figure V.15</b> : Diagramme de l'effort du poteau en treillis 982.	49
<b>Figure VI.1</b> : caractéristiques mécaniques des boulons.	51
<b>Figure VI.2</b> : De l'assemblage membrure-membrure.	52
<b>Figure VI.3</b> : Section circulaire avec avec plaques d'extrémités boulonnées.	53
<b>Figure VI.4</b> : Model 3D de l'assemblage membrure-membrure.	55
<b>Figure VI.5</b> : L'assemblage : contreventements- membrure – Panne.	55
<b>Figure VI.6</b> : Model 3D de l'assemblage CV-Membrure-Panne.	57

<b>Figure VI.7 :</b> Détail de l'assemblage CV – membre – panne.	58
<b>Figure VI.8 :</b> Assemblage de l'articulation du poteau à treillis.	59
<b>Figure VI.9 :</b> La géométrie de l'appui.	59
<b>Figure VI.10 :</b> Vu en plan de l'appui.	61
<b>Figure VI.11 :</b> espacements entre boulons.	64
<b>Figure VI.12 :</b> Photo réel de l'appui (PIN JOINT).	67
<b>Figure VII.1 :</b> Schéma de ferrailage du poteau 45x45 et 30x30.	74
<b>Figure VII.2.</b> Distance des arrêts de barres.	81
<b>Figure VII.3 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre crémaillère 50x85.	82
<b>Figure VII.4 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale 40x80.	83
<b>Figure VII.5 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x40.	83
<b>Figure VII.6 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine (travée).	86
<b>Figure VII.7 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine (Appui).	86
<b>Figure VI.8 :</b> Principe de fonctionnement.	87
<b>Figure VII.9:</b> Mur en flexion composé.	88
<b>Figure VII.10 :</b> Schéma de ferrailage du voile Vx.	94
<b>Figure VII.10 :</b> nouveau schéma de ferrailage du pot2 30x30.	94
<b>Figure VIII.1 :</b> Dimensions de la semelle isolée.	96
<b>Figure VIII.2 :</b> Semelle filante.	97
<b>Figure VIII.3 :</b> Schéma de ferrailage des semelles.	104
<b>Figure VIII.4 :</b> Schéma de ferrailage des semelles.	104
<b>Figure XI.1:</b> triangle du feu.	106
<b>Figure XI.2 :</b> Phases de déroulement d'un incendie [13].	107
<b>Figure XI.3 :</b> Stade Valley Parade en Angleterre 11/05/1985.	108
<b>Figure XI.4 :</b> Stade Hongkou à Shanghai (chine) le 28/03/2017.	108
<b>Figure XI 5 :</b> Chaleur spécifique de l'acier au carbone, en fonction de la température.	109
<b>Figure XI.6 :</b> Conductivité thermique en fonction de la température.	110
<b>Figure XI.7 :</b> Elongation thermique en fonction de la température.	110
<b>Figure XI.8 :</b> les transferts de chaleur.	111
<b>Figure XI.9 :</b> Les courbes de feu normalisées.	113
<b>Figure XI.10:</b> Elément en acier non protégé exposé au feu.	116
<b>Figure XI.11.</b> Facteur de massivité pour des éléments protégés et non protégé.	117
<b>Figure XI.12:</b> Programme des courbes nominales.	120
<b>Figure XI.13 :</b> Courbe d'évolution de la température de gaz et la température de la surface d'élément.	121
<b>Figure XI.14 :</b> Résultat des valeurs du flux thermique pour chaque 10s.	122
<b>Figure IX.15:</b> Courbe d'évolution de la température du gaz et la température de la surface de l'élément.	122

## TABLE DES MATIERES

<b>REMERCIEMENTS</b>	
<b>DEDICAS</b>	
<b>RESUME</b>	
<b>LISTE DES YMBOLES</b>	
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>	
<b>LISTE DES FIGURES</b>	
<b>TABLE DES MATIERES</b>	
<b>PLANS</b>	
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	1
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX</b>	
<b>I.1. Introduction</b>	3
<b>I.2. Présentation de l'ouvrage</b>	3
<b>I.3. Caractéristiques géométriques</b>	3
<b>I.4. Caractéristiques géométriques du bloc P</b>	4
<b>I.5. Caractéristiques du sole</b>	4
<b>I.6. Règlements utilisés</b>	4
<b>CHAPITRE II: ETUDE CLIMATIQUE</b>	
<b>II.1. Introduction</b>	9
<b>II.2. Surcharges de neige</b>	9
<b>II.3. Surcharges de vent</b>	10
<b>CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
<b>III.1. Les gradins en BA</b>	14
<b>III.1.1. Introduction</b>	14
<b>III.1.2. Pré dimensionnement des planchers</b>	14
<b>III.1.3. Pré dimensionnement des poutres et poteaux</b>	16
<b>III.2. La toiture en CM</b>	23
<b>III.2.1. Introduction</b>	23
<b>III.2.2. Charges revenant à la toiture</b>	23
<b>III.2.3. Combinaisons des charges</b>	24
<b>III.2.4. Choix des profilés</b>	24
<b>CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE</b>	
<b>IV.1. Introduction</b>	28
<b>IV.2. Etude sismique</b>	28
<b>IV.3. Choix de la méthode de calcul</b>	28
<b>IV.4. Résultats de l'analyse dynamique</b>	32
<b>IV.5. Conclusion</b>	37

## **CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA TOITURE**

<b>V.1.</b> Introduction	38
<b>V.2.</b> Méthode de vérification	38
<b>V.3.</b> Vérification des éléments pour la Toiture	39

## **CHAPITRE VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES**

<b>VI.1.</b> Introduction	51
<b>VI.2.</b> Fonctionnement des assemblages	51
<b>VI.3.</b> Calcul des assemblages	52

## **CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX**

<b>VII.1.</b> Introduction	68
<b>VII.2.</b> Ferrailage des poteaux	68
<b>VII.3.</b> Ferrailage des poutres	74
<b>VII.4.</b> Ferrailage des dalles	83
<b>VII.5.</b> Ferrailage des voiles	87

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DES FONDATIONS**

<b>VIII.1.</b> Introduction.	95
<b>VIII.2.</b> Fonctions assurées par les fondations.	95
<b>VIII.3.</b> Choix de type de fondation.	95
<b>VIII.4.</b> Calcul des fondations.	95
<b>VIII.5.</b> Calcul du ferrailage.	100

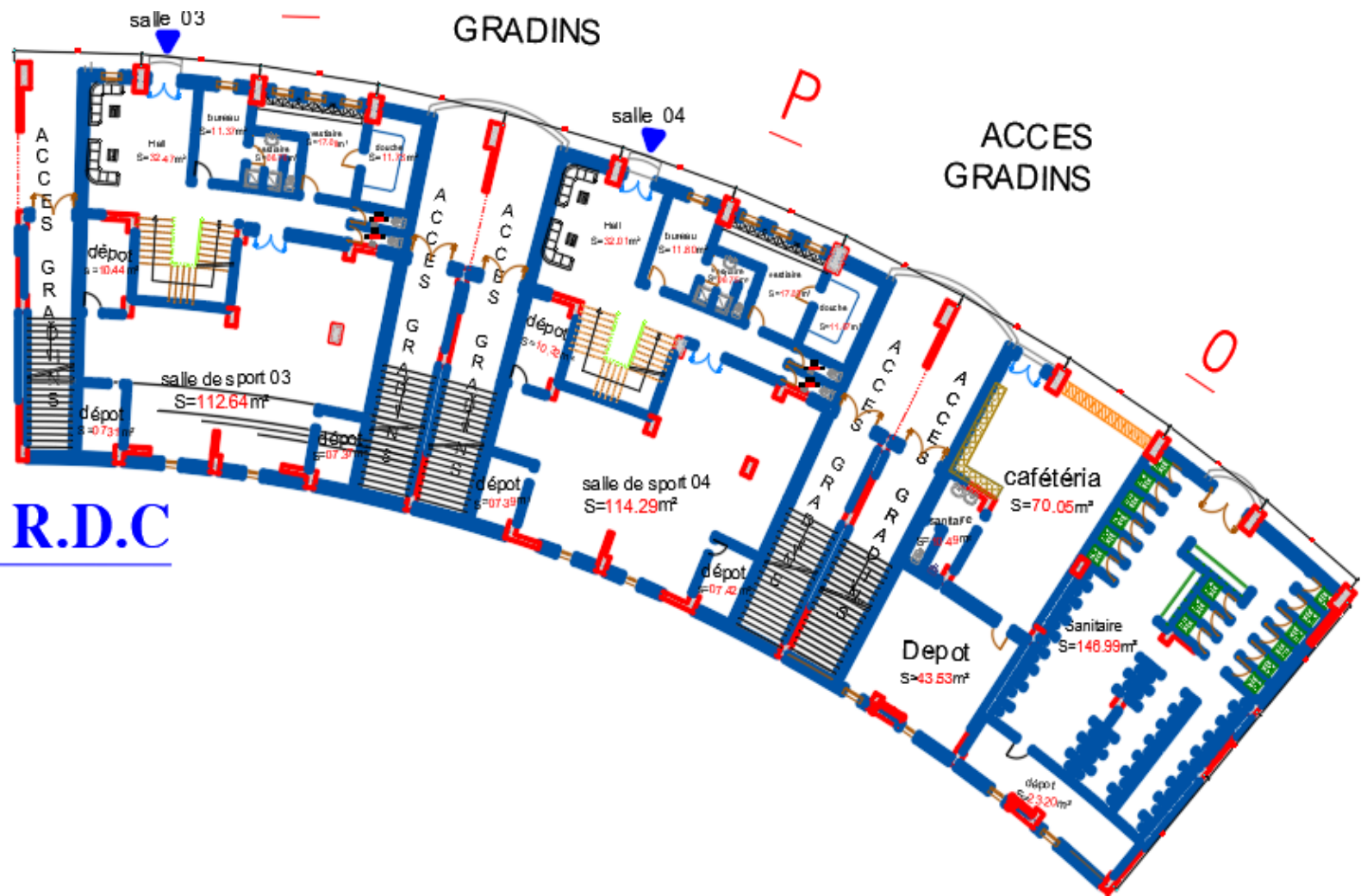
## **CHAPITRE IX : VERIFICATION AU FEU**

<b>IX.1.</b> Introduction générale.	105
<b>IX.2.</b> L'objectif de la protection incendie.	105
<b>IX.3.</b> Déroulement d'un incendie.	106
<b>IX.4.</b> Le développement d'un incendie.	107
<b>IX.5.</b> 1Exemples de catastrophes liées aux incendies.	108
<b>IX.6.</b> Analyse thermique.	109
<b>IX.7.</b> Méthodes de vérification au feu.	117
<b>IX.8.</b> Vérification au feu dans le domaine thermique (température critique) et mécanique.	119
<b>IX.9.</b> Conclusion.	123

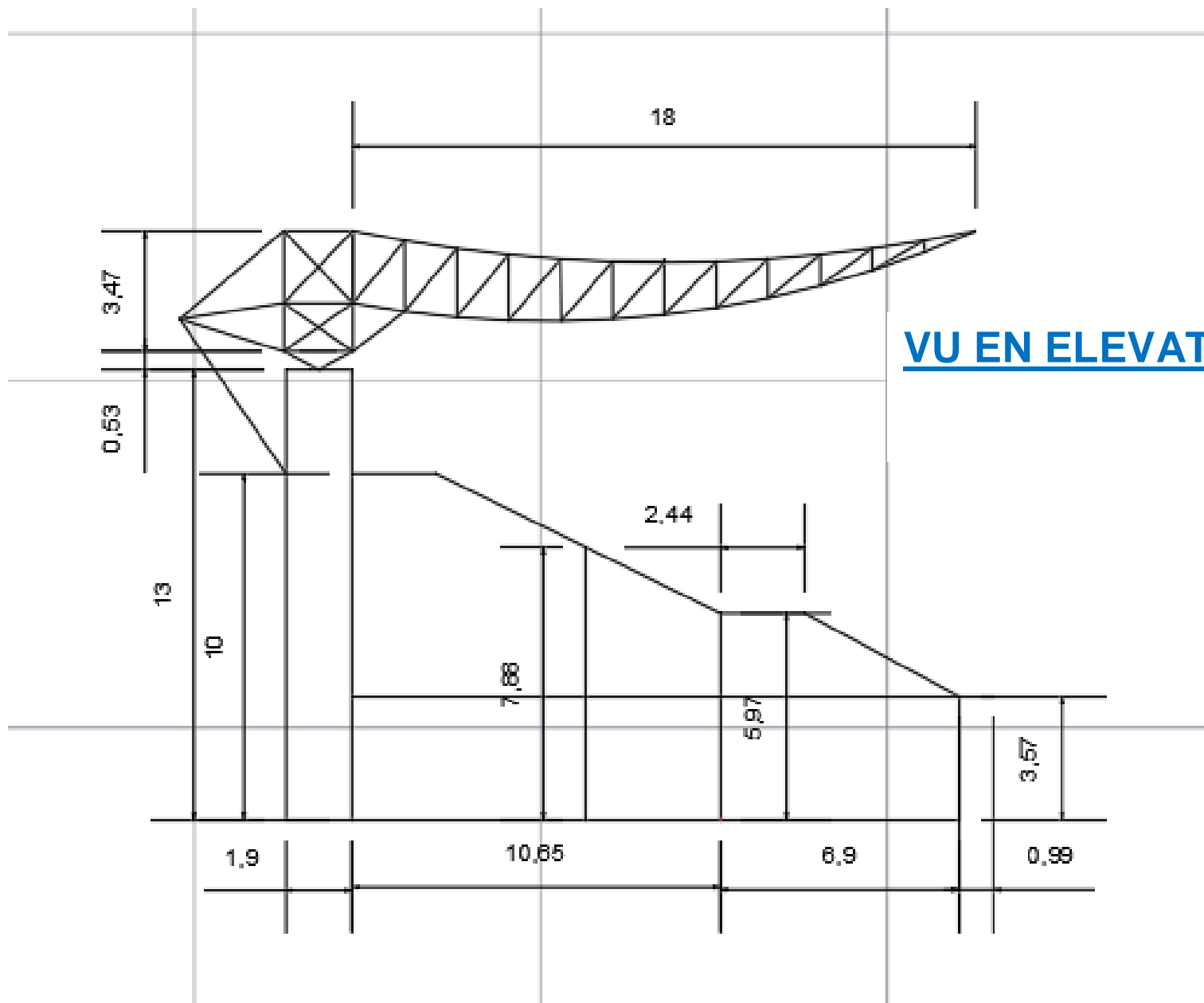
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	124
----------------------------	-----

## **REFERENCES**

## **ANNEXE**

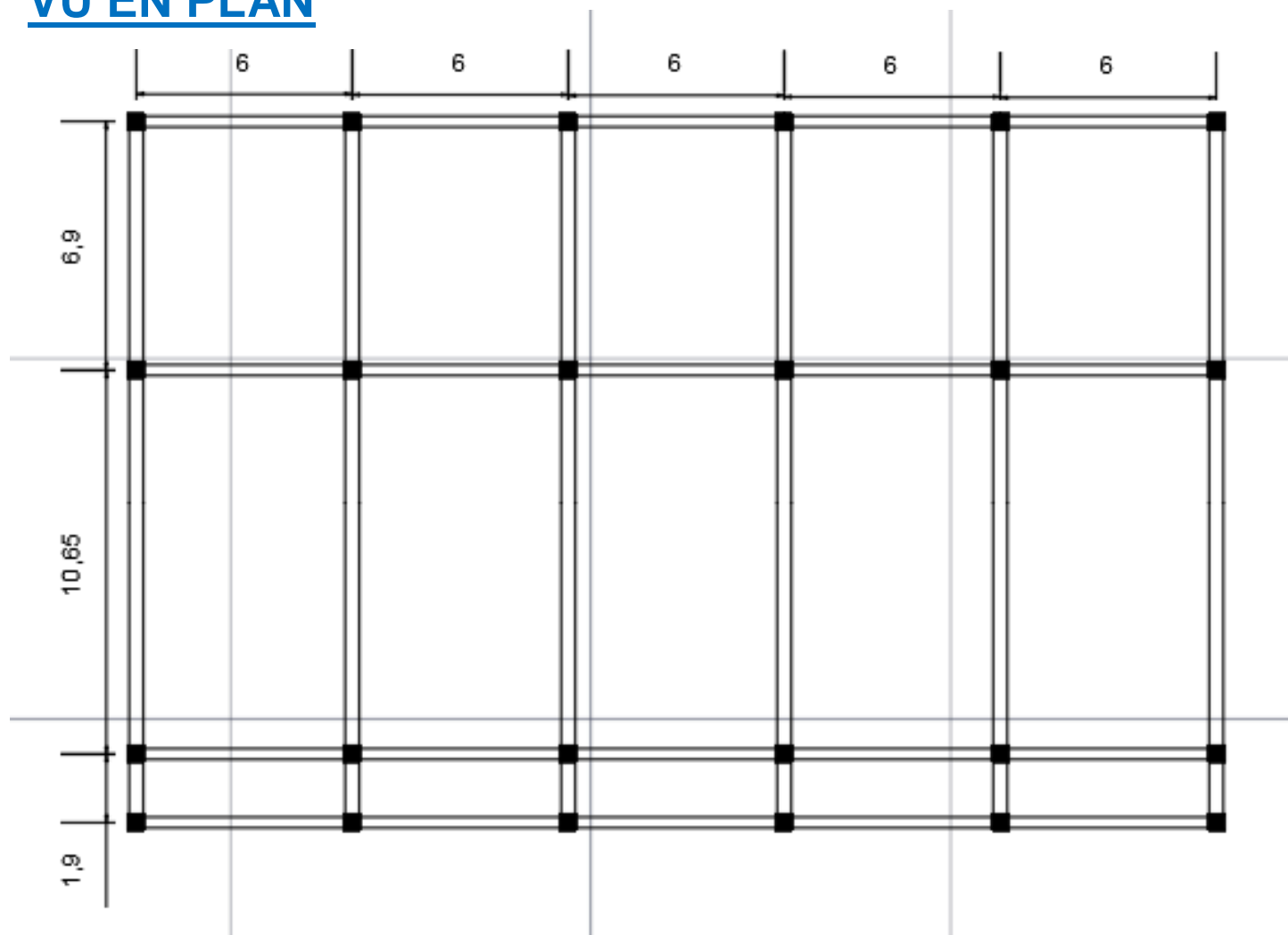


Plan R.D.C



VU EN ELEVATION

## VU EN PLAN





# INTRODUCTION GENERALE

Les stades, de petite ou grande dimensions, formes simple ou compliquée ça existe depuis longtemps, ça sert l'être humain d'un endroit qui regroupe à la fois les spectateurs et les sportifs, un endroit de loisir.

L'ensemble d'architectes et ingénieurs se réunissent pour satisfaire et améliorer : le confort des spectateurs, résistance de la construction à tous les phénomènes d'instabilités, esthétique de l'ouvrage ainsi que l'usage des différentes parties qui forme cette construction de ses stades et beaucoup d'autres besoins.

Les stades sont très souvent utilisés pour plusieurs sports, et le sport le plus fréquenté et aimé par la grande audience est bel et bien le "Football". Partant sur cette idée, ça nous a inspirées pour le définir comme thème de notre projet de fin d'études.

Ce stade situé à la wilaya de TIPAZA, la commune de KOLEA, considéré comme une zone de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003. Constitué de gradins en béton armé et une toiture en charpente métallique.

Pour effectuer cette étude, on doit suivre une certaine méthode de travail sous forme de plusieurs chapitres qui comporte l'étude des gradins en béton armé et l'étude de la toiture en charpente métallique avec une vérification à la stabilité au feu des éléments de cette toiture, ce travail est présenté comme suite :

Le premier chapitre contiendra des généralités à propos de notre structure de façon globale, on parlera aussi des matériaux utilisés et leurs caractéristiques mécaniques, des caractéristiques géométriques, l'usage...etc. Pour le deuxième chapitre, il va être basé sur l'étude climatique de la toiture. Il 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 (RNV2013).

Quant au troisième chapitre, il consiste à faire le calcul du pré-dimensionnement des éléments principaux constituant le bloc de gradins étudiés. Nous procéderons d'abord au pré-dimensionnement des dalles pleines, puis le pré-dimensionnement des poutres et des poteaux, une descente de charge se fera par la suite. Ce travail se fera conformément aux formules empiriques du BAEL91 modifié 99, et vérifié selon le RPA99 version 2003. Un pré dimensionnement des éléments de la toiture sera calculé à l'aide du CCM97 et l'EUROCODE 3.

Le quatrième chapitre représente l'un des points principaux de ce mémoire, nous présenterons la modélisation de la structure avec SAP2000, puis nous entamerons l'étude dynamique et sismique, afin de déterminer les caractéristiques dynamiques propre de la structure lors de ces vibrations libre non-amorties.

Le cinquième chapitre va être consacré pour les vérifications de l'ossature (la vérification des éléments constituant la toiture en charpente métallique), pour assurer sa sécurité et sa stabilité. Ces vérifications seront conformes aux règles du CCM97 et le RPA99 version 2003. La vérification des assemblages des éléments de la toiture va être calculé dans le sixième chapitre, en appliquant les règles et lois exigées par le CCM97 et L'EUROCODE 8 manuellement et avec l'aide du logiciel IDEA SATICA.

Le septième chapitre va englober le calcul général des ferrailages des éléments résistants constituant le stade étudié, selon les exigences de l'RPA99 version 2003. Suivi par une étude des fondations dans de Le huitième chapitre, qui comporte un pré dimensionnement de l'élément ainsi que le ferrailage.

Avant de finir, Le 9ème chapitre est consacré pour la vérification à la stabilité au feu, dont il va inclure quelques généralités sur l'incendie et les méthodes de vérifications à la stabilité au feu des éléments en charpente métallique soumise à un chargement nominal selon l'EUROCODE 3 partie 1.2.

Dans cette dernière phase de notre travail, on termine avec une conclusion générale.

# CHAPITRE I

## Présentation de l'ouvrage

## I. Introduction de l'ouvrage et matériaux

### I.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

### I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un stade de football constitué de gradins en béton armé et une toiture en charpente métallique, de capacité de 4000 places pour les spectateurs. Le gradin est Composé d'un rez de chaussé à usage multifonctionnel. Ce projet est implanté à KOLEA la wilaya de TIPAZA, considérée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version2003).

### I.3. Caractéristiques géométriques

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- La structure a une forme régulière en plan de dimension :30 m × 19.45m
- Hauteur maximal de la structure se trouve au niveau de la toiture : 17m.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, la partie du stade dont on nous a confié l'étude est constituée par la tribune sud du bloc P.

Le gradin est en succession de plateaux de hauteur croissante de capacités de plus de 4000 places.

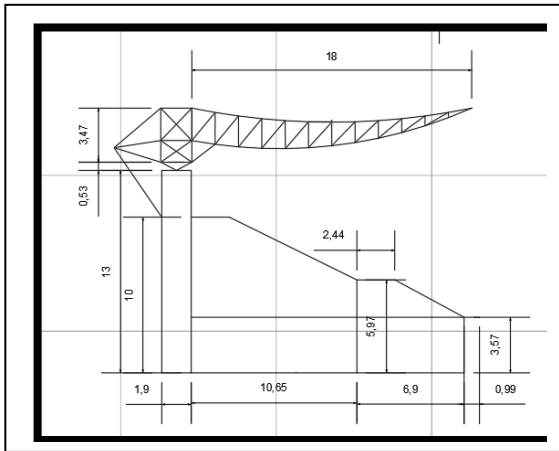
La toiture est un port à faux de 18 m de longueur comportant des poutres en treillis reliés par les pannes.



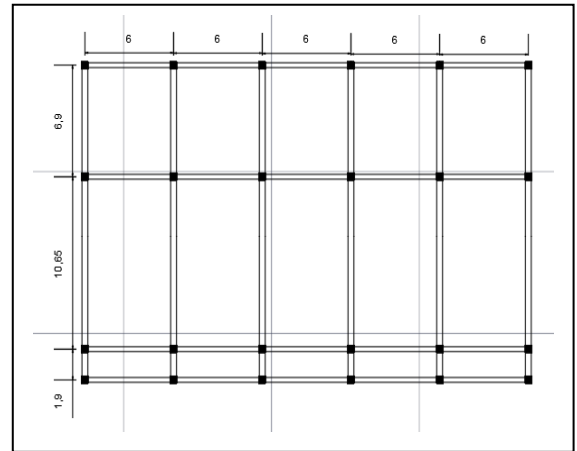
Figure I.1 : Vu 3D du Stade.

#### I.4. Caractéristiques géométriques du bloc P

Le bloc 'P' se situe à la tribune Sud, avec 5 trames comme le montre la figure ci-dessus :



**Figure I.2 :** Vu en élévation du bloc P.



**Figure I.3 :** Vu en plan du bloc P.

**a) Dimensions en plan :**

- Longueur : 30 m.
- Largeur : 19.45 m.

**b) Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale = 17.1 m.
- Hauteur RDC : 3,57 m.
- Hauteur du 1er : 7,97 m.

#### I.5. Caractéristiques du sole

D'après l'étude géotechnique, la contrainte admissible du sol  $\sigma_s = 2,50$  bars avec un ancrage de 2,00 mètres par rapport au terrain naturel.

#### I.6. Règlements utilisés

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier.

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.

RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

BAEL : Béton armé aux états limites.

DTR C2.2 : Charges et structures.

EC3 Partie 1-2 : Règles générales Calcul du comportement au feu.

EC3 Partie 1-8 : Conception des constructions en acier Conception des assemblages.

EC8 : fondation, ouvrage de soutènement et aspects géotechniques.

ACI 318: Règles américaines.

**I.7. Matériaux utilisés**

**I.7.1. Béton**

**I.7.1.1. Composition du béton**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).
- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ La cure du béton

**I.7.1.2. Résistance caractéristique du Béton :**

• **Résistance à la compression :**

Notée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours), Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique (16×32) cm<sup>2</sup> écrasée en compression

Lorsque  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

• **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{t,j}$ , est conventionnellement définie par la relation :  $f_{t,j} = 0,6 + 0,06 f_{c,j}$  (MPa).

Pour notre projet :

$f_{c,28} = 25$  MPa et à la traction  $f_{t,28} = 2.1$  MPa

Résistance à la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient de poisson
$j < 28$ jours → $f_{c,j} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28$ jours → $f_{c,j} = f_{c28}$ $j > 28$ jours → $f_{c,j} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25$ MPa	$f_{t,j} = 0.6 + 0.06 f_{c,j}$  (Mpa)  $f_{t28} = 2,1$ MPa	Instantané	différé	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0,2$
		$E_{ij} = 11000 (f_{c,j})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20$ MPa	$E_{ij} = 10721,40$ MPa (Mpa)	

**Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton.**

**I.7.1.3. 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 laquelle il y a ruine de l'ouvrage.  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

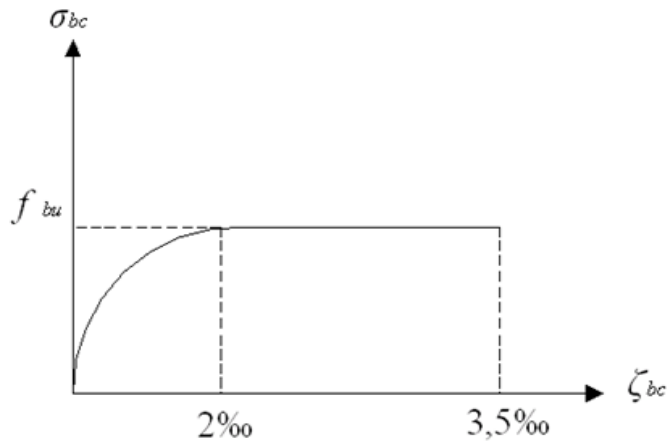
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : 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..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$



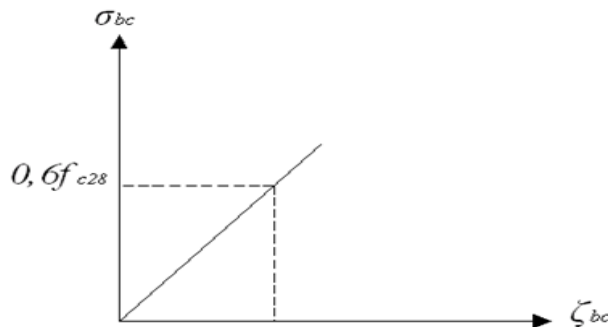
**Figure I.4 :** Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

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

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel 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 :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$



**Figure I.5 :** Diagramme contrainte- déformation à l'ELS.



**I.7.2. Acier :**

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

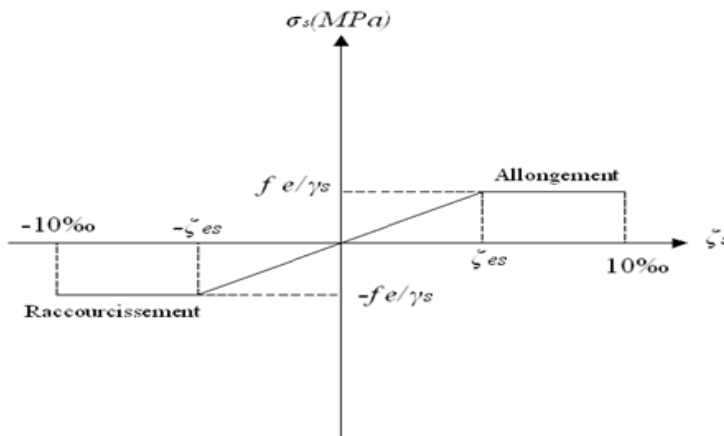
Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	FeE =22 ( $f_e=215$ MPa) ; FeE =24 ( $f_e=235$ MPa)	$E_s = 2,1.10^5$ MPa
Barres a hautes adhérences	$f_e =400$ MPa	
Treillis soudés (TS)	$f_e= 520$ MPa	

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

**I.7.2.1. Les contraintes limite de calcul :**

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:



**Figure I.6 :** Diagramme déformation acier ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_{es}$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

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

$\sigma_s$ : 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 :  $\sigma_s = \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$  (MPa)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

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

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

### I.7.2.2. Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donnée par la formule suivante :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

### I.7.2.3. 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 «  $\sigma_s$  », est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\text{Acier rond lisse} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{Acier à haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

## CHAPITRE II

# Etude climatique

## II. Etude climatique

### II.1. Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

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

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99.

### II.2. Surcharges de neige

#### II.2.1. 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. (DTR 2013 tableaux A1, page 36).

On a :  $H = 160$  m ( $H$  : est l'altitude de la structure par rapport au niveau de la mer).

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \quad \rightarrow \quad S_k = \frac{0.04 \times 160 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.164 \text{ Kn/m}^2 \quad (\text{\S}6.4.2 \text{ Page 21}).$$

#### II.2.2. Charge de neige sur la toiture

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

$$S = \mu \cdot S_k$$

Où :

- $S_k$  : (en  $\text{kN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- $\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

NB : on prendra la valeur de  $\mu = 0.8$ , on a une toiture de 1 versant et le règlement RNV V2013

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

Figure II.1 : Coefficient de forme - toitures à un versant

Donc la charge de neige sur la toiture est de :

$$S = 0.164 \times 0.8$$

$$S = 0.13 \text{ Kn/m}^2$$

### II.3. Surcharges de vent

#### a) Charge de vent verticale

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

- Catégorie de terrain III (zone industrielle)
- Zone de vent : zone I.

Sens VI du vent : h = 4 m : b = 30m ;

#### II.3.1. Détermination de la pression aérodynamique

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

$$W_{(z_j)} = qp(Z_e) \times C_{p,net}$$

#### II.3.2. Détermination de la pression dynamique qp (Ze)

La pression dynamique q p (Ze), à la hauteur de référence Ze est donnée par :

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

##### II.3.2.1. Détermination du coefficient d'exposition Ce(z)

Le coefficient d'exposition au vent Ce(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 Ce(z) est donné par :

$$C_e(z) = Ct^2 \times Cr^2 \times [1 + (7 \times Iv)] \quad \text{DTR 2013 (page 50).}$$

##### II.3.2.2. Coefficient de rugosité

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

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

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

DTR 2013 (Page 53)

##### II.3.2.3. Coefficient de topographie

Le coefficient de topographie Ct(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 => Ct(z)=1      DTR 2013 (Page 54).

**Données relatives au site**

- Site d'implantation : Koléa (wilaya de Tipaza).
- L'altitude : 160m.
- Site plat :  $C_t(z) = 1$

Zone de vent I :  $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ .

DTR 2013 (tableau.2.2. Page 50).

- Zones industrielles : Terrain de catégorie III.
- $K_T = 0,215$
- $Z_0 = 0,3 \text{ m}$
- $Z_{min} = 5 \text{ m}$
- $\xi = 0,61$

DTR 2013 (tableau.2.4. Page 53).

**II.3.2.4. Intensité de turbulence**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 a et b :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{min} & \text{(a)} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{min} & \text{(b)} \end{cases}$$

DTR 2013 (page 57)

**II.3.2.5. Application numérique**

- **Coefficient de rugosité**

$$Cr(z) = K_t \times \ln \frac{Z}{Z_0} \quad \rightarrow \quad Cr = 0,215 \ln \frac{17}{0,3} \quad \rightarrow \quad Cr = 0.868$$

- **Intensité de turbulence**

$$Iv(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \rightarrow \quad Iv(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{17}{0,3}\right)} \quad \rightarrow \quad Iv = 0.25$$

- **Coefficient d'exposition**

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

$$Ce(z) = (1)^2 \times (0,868)^2 \times [1 + (7 \times 0,25)]$$

$$Ce = 2.07$$

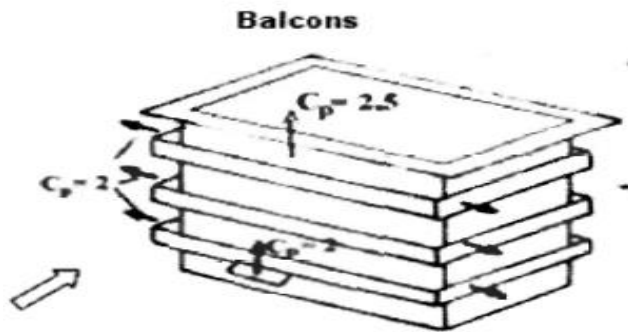
- **La pression dynamique**

$$qp(Z) = q_{réf} \times C_e(Z_e) \quad \rightarrow \quad qp(Z) = 37,5 \times 2,07 \quad \rightarrow \quad qp(Z) = 0.776 \text{ Kn/m}^2.$$

### II.3.2.6. Détermination de pression Cp

- **Elément en relief**

Les valeurs des coefficients de pression nette à considérer pour les éléments tels que Parapets, acrotères, balcons, auvents, éléments verticaux en relief.



**Figure II .2 :** coefficients de Cp.net des éléments en relief.

Selon le DTR( neige et vent 2013) Page 102 : on prend  $C_p = 2.5$

La force du vent est :

$$W_{(zj)} = qp(Z_e) \times C_{p,net} \quad \rightarrow \quad W_{(zj)} = 0.776 \times 2.5$$

$$W_{(zj)} = 1.9 \text{ Kn/m}^2.$$

### II.3.2.7.La force de frottement

D'après le DTR (neige et vent 2013), chapitre 2 partie 6.2, La force de frottement est calculé comme suite :

$$F_{fr} = C_{fr} \times qp(z_e) \times A_{fr}.$$

Où :

$C_{fr}$  = Le coefficient de frottement.

$A_{fr}$  = L'aire de la surface extérieur parallèle au vent.

$$A_{fr} \text{ est égale à : } A_{fr} = d \times b \quad \rightarrow \quad A_{fr} = 18.15 \times 30 \quad \rightarrow \quad A_{fr} = 544.5 \text{ m}^2$$

Type de paroi	Schéma	$A_{fr}$ ou $A_{fr,d}$ (en m <sup>2</sup> )
Toiture plate ou couverture		$A_{fr} = d \times b$

**Figure II.3 :** Aire de frottement  $A_{fr}$ .

État de surface	Coefficient de frottement $C_{fr}$
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

**Figure II.4 :** Valeurs des coefficients de frottement.

Pour notre cas, le coefficient de frottement est pris pour la valeur : 0.04.

Donc la force de frottement appliquée sur la toiture est :

- **V<sub>x</sub> : (perpendiculaire au ondulations du panneau sandwich)**

$$F_{fr.x} = C_{fr} \times qp(z_e) \times A_{fr}$$

$$F_{fr.x} = 0.04 \times 0.776 \times 544.5$$

$$F_{fr.x} = 16.9KN$$

- **V<sub>y</sub> : (parallèle au ondulations du panneau sandwich)**

$$F_{fr.y} = C_{fr} \times qp(z_e) \times A_{fr}$$

$$F_{fr.y} = 0.01 \times 0.776 \times 544.5$$

$$F_{fr.y} = 4.2KN$$



# CHAPITRE III

Pré-

dimensionnement

des éléments

### III. Pré-dimensionnement des éléments

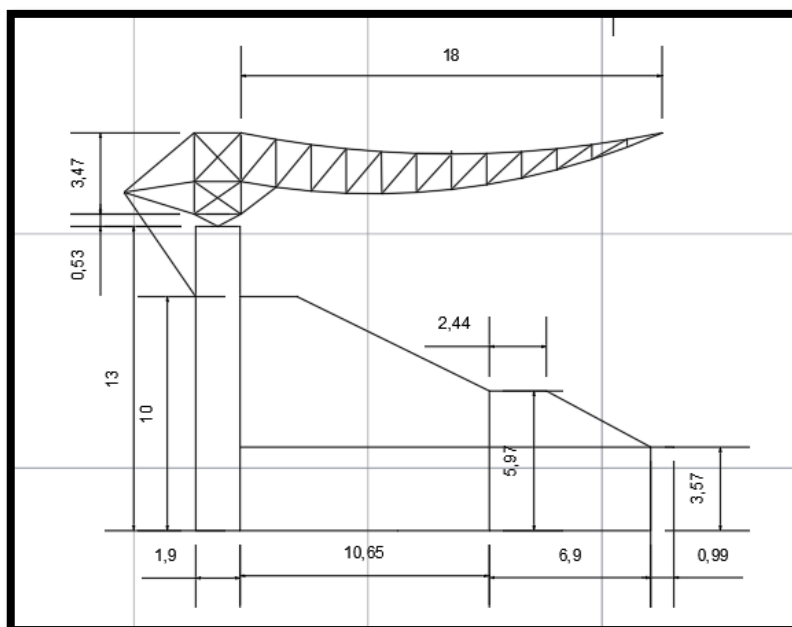
#### III.1. Les gradins en BA

##### III.1.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure. Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression).

Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.



**Figure III.1** : Vu en élévation du stade étudié (sens y-y).

#### III.1.2. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles ont une épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, se sont donc des éléments minces reposant sur 2, 3 ou 4 appuis.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées.

Leurs fonctions essentielles sont :

- L'isolation thermique entre étage.
- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer la compatibilité des déplacements.

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

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

- **Résistance à la flexion**

On a :

Dalles reposant sur quatre cotés :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

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

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

### III.1.2.1. Pré-dimensionnement des Planchers à dalle pleine :

On détermine d'abord l'angle d'inclinaison de notre dalle ainsi que la longueur du plancher :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{240}{4.46} \Rightarrow \alpha = 27,92^\circ$$

$$X = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{240}{\sin 27.92} \Rightarrow x = 5.1 \text{ cm.}$$

- **Résistance à la flexion**

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

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

$$L_x = 6 - 0,3 = 5,7 \text{ m}$$

$$\text{Ceci engendre donc } \frac{570}{50} \leq e \leq \frac{570}{40} \Rightarrow 11,4 \text{ cm} \leq e \leq 14,25 \text{ cm} \Rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

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 opte une épaisseur de :  $e = 16 \text{ cm}$

### III.1.2.2. Evaluation des charges

La descente des charges et la distribution des charges et surcharges, pour chaque élément, s'avèrent nécessaire, afin de permettre l'évaluation de la plupart des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure.

### III.1.2.3. Plancher dalle pleine inclinée

- **Charges permanentes**

On détermine en 1<sup>er</sup> lieu l'angle d'inclinaison du plancher pour calculer la longueur de ce dernier.

Poids propre du gradin	$(25 \times 0.16 / \cos 27,92) = 4.52 \text{ Kn/m}^2$
Poids propre de la grande marche	$(0.4 \times 0.8 \times 25) = 4.00 \text{ Kn/m}^2$
Poids propre de la petite marches	$(0.2 \times 0.4 \times 25) = 2 \text{ KN}$
Chaises	$0.30 \text{ Kn/m}^2$
$\sum G$	$10.82 \text{ Kn/m}^2$

**Tableau III.1** : Charges permanentes (Plancher dalle pleine).

- **Surcharge d'exploitation**

D'après la nature de l'ouvrage (stade), selon le D.T.R B.C.2.2, la charge d'exploitation est de l'ordre de  $Q = 6 \text{ Kn/m}^2$ .

### III.1.3. Pré-dimensionnement poutres - poteaux

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

#### III.1.3.1. Les poutres

Ce sont des éléments résistants de type barre, transmettant les charges et surcharges provenant des planchers (en plus de leurs poids propres) aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux), leur pré-dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

##### III.1.3.1.1. Poutres secondaires

On détermine la longueur de la poutre principale:

$$L_x = 6 - 0.45 = 5,55 \text{ m}$$

$$L_x = 5,55 \text{ m}$$

Selon « BAEL 91 modifié 99 » :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : portée maximale de la poutre

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur "h"**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 37 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm.}$$

On prend:  $h = 40 \text{ cm.}$

- **Détermination de la largeur "b"**

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

On prend  $b = 30 \text{ cm.}$

Selon l'article 7.5.1 des RPA 99/Version2003 suivant :

« ZONE SISMIQUE » zone III donc :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifiée.
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifiée.
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,8 < 4$  vérifiée.

On prend la section (30x40)

### III.1.3.1.2 : Poutres Principales

On détermine la longueur de la poutre principale :

$$L_y = 10.65 - 0.45 = 10.2 \text{ m}$$

$$L_y = 10.2 \text{ m}$$

- **Détermination de la hauteur "h"**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 68 \text{ cm} \leq h \leq 10.2 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm.}$

- **Détermination de la largeur "b"**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 24 \text{ cm} \leq b \leq 56 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 40 \text{ cm.}$

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de "RPA 99 version 2003" suivant :

« ZONE SISMIQUE » zone III donc :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 80 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifiée.
- $h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 2 < 4$  vérifiée.

On prend la section (40x80)

### III.1.3.1.3. Poutres crémaillère

On détermine l'angle d'inclinaison d'abord :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{4.03}{8.21} \quad \longrightarrow \quad \alpha = 26.10^\circ \quad \text{et} \quad L = \frac{4.03}{\sin \alpha} = 9.15 \text{ m.}$$

- **Détermination de la hauteur "h"**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 60,97 \text{ cm} \leq h \leq 91,5 \text{ cm}$$

On prend  $h = 85 \text{ cm}$ .

- **Détermination de la largeur "b"**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 25,5 \text{ cm} \leq b \leq 59,5 \text{ cm}$$

On prend  $b = 50 \text{ cm}$ .

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de "RPA 99 version 2003" suivant :

« zone sismique » zone III donc :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow b = 50 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow h = 85 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifiée.
- $h/b \leq 4$   $\Rightarrow h/b = 1,7 < 4$  vérifiée.

On prend la section (50x85).

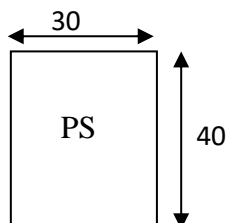
### III.1.3.1.4. Conclusion

Donc on opte pour les sections suivantes :

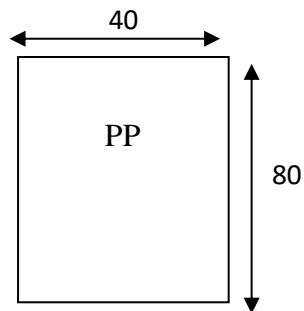
Poutre secondaire	(30x40) cm <sup>2</sup>
Poutre principale	(40x80) cm <sup>2</sup>
Poutre crémaillère	(50x85) cm <sup>2</sup>

**Tableau III.2** : Choix des sections des poutres.

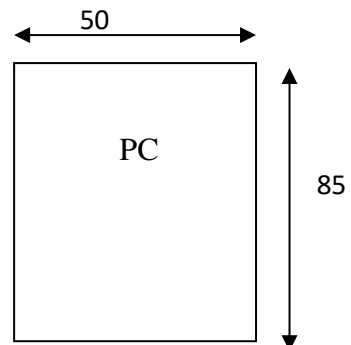
#### Poutre secondaire



#### Poutre porteuse



#### Poutre Crémaillère



### III.1.3.2. Les poteaux

C'est un élément structurel vertical, porteur ponctuel chargé de reprendre les charges et les surcharges issue des différents niveaux, sollicités en compression simple. Pour le pré-dimensionnement des poteaux, il est recommandé d'étudier le poteau le plus sollicité central, le poteau de rive et le poteau d'angle.

Le calcul est basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau selon le "BAEL 91 modifié 99".
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par RPA99 version 2003.

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA93 : l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

$N_u$  : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

$A_s$  : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau.

$B_r$  : est la section réduite de béton. Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle :

Poteau rectangulaire :  $B_r = (a - 0,02).(b - 0,02) \text{ m}^2$ .

$a$  : dimension de la section du béton du poteau.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

On prend :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15$$

$\alpha$  : est en fonction de  $\lambda$  ; C'est un coefficient de sécurité qui permet de tenir compte du flambement :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

$L_f$  : 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 est Perpendiculaire au plan de flambement.

$B$  : aire total de la section du poteau.

NB : Dans le BAEL 91 modifié 99 il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

Une descente de charges est nécessaire pour déterminer la section à donner aux poteaux.

$$N_u = 1,35NG + 1,5NQ$$

Maintenant on détermine la section du poteau d'après la formule de "Nu" :

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que  $\frac{A_s}{B} = 1\%$  comme noté selon le BAEL 91 modifié 99.

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

$$B_r \geq 0,066N_u$$

$A_s$  : section d'acier minimale

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

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers

$$\text{Tel que : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par l'RPA99 version 2003 (zone III).

Poteau rectangulaire ou carrée :



$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

### III.1.3.2.1. Poteau niveau h = 3.57m

- Détermination de la surface que reprends le poteau le plus sollicité (poteau d'angle) :

$$S_{\text{plancher RDC}} = \left(\frac{6.9}{2} - 0.3\right) \times \left(\frac{6}{2} - 0.3\right) - \left(\frac{0.80 \times 0.45}{2}\right)$$

- Détermination des charges permanentes repris par ce poteau :

Poids propre de l'élément	La charge de l'élément (Kn)
Poteau	$(0.3 \times 0.3 \times 3.57 \times 25) \dots\dots\dots 8.03$
Poutre principale	$(3.05 \times 0.40 \times 0.80 \times 25) \dots\dots\dots 15.25$
Poutre secondaire	$(5.55 \times 0.40 \times 0.30 \times 25) \dots\dots\dots 16.65$
Poutre crémaillère	$(4.02 \times 0.50 \times 0.85 \times 25) \dots\dots\dots 32.16$
Plancher incliné	$(11.51 \times 22.51) \dots\dots\dots 259.09$
$N_G$	$\dots\dots\dots 331.18$
$N_Q$	$(6 \times 22.51) = \dots\dots\dots 135.06$

**Tableau III.3 :** Charges permanente revenant au poteau le plus sollicité h=3.57m.

Donc :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = (1.35 \times 331.18) + (1.5 \times 135.06)$$

$$N_u = 649.68 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.066 N_u \quad \rightarrow \quad B_r = 423.79 \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02); \text{ On a: } a = b$$

$$\text{Donc:} \quad B_r = (a - 0.02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 \Rightarrow a = 20.72 \text{ cm.}$$

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

### III.1.3.2.2 : Poteau niveau h = 5.97 m

- Détermination de la surface que reprends le poteau le plus sollicité (poteau central) :

$$S = (6 - 0.30) \times (5.375 + 6.9 - 0.30)$$

$$S = 68.26 \text{ m}^2.$$

- Détermination des charges permanentes repris par ce poteau :

Poids propre de l'élément	La charge de l'élément (Kn)
Poteau	(0.3×0.3×5.97×25) .....13.43
Poutre principale	(4.525 x0.40x0.80x25).....36.2
Poutre secondaire	(5.55x 0.40x0.30x25) .....16.65
Poutre crémaillère	(1.97x0.50x0.85x25).....20.93
Plancher incliné	(11.03x25.11).....276.96
$N_G$	.....364.17
$N_Q$	(6 x 68.26).....409.56

**Tableau III.4 :** Charges permanente revenant au poteau le plus sollicité h=5.97m.

Donc :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = (1,35 \times 364.17) + (1,5 \times 409.56)$$

$$N_u = 1105.97 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.066 N_u \rightarrow B_r \geq 729.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 \Rightarrow a = 27.03 \text{ cm}$$

Le choix: a = 45 cm; b = 45cm.

### III.1.3.2.3 : Poteau niveau h = 13 m

- Détermination de la surface que reprends le poteau le plus sollicité (poteau d'angle) :

$$S_{\text{plancher incliné}} = 14.728 \text{ m}^2.$$

- Détermination des charges permanentes repris par ce poteau :

Poids propre de l'élément	La charge de l'élément (Kn)
Poteau	(0.3 x 0.3 x 13.77 x 25).....30.98
Palier	(6.4 x 1.6)..... 6.784
Poutre principale x 2	(2.975 x 0.4 x 0.8 x 25) x 2 .....47.6
Poutre secondaire	(5.55 x 0.3 x 0.4 x 25 ) .....16.65
Plancher incliné	( 11.51 x 14.728) ..... 169.519
La toiture en CM complète	2419.177
$N_G$	2690.71
$N_Q$	(6 x 14.728).....88.37

**Tableau III.5 :** Charges permanente revenant au poteau le plus sollicité h=13m.

Donc :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 3765.01 \text{ KN.}$$

$$B_r \geq 0.066 N_u \quad B_r = 2485 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 \Rightarrow a = 45 \text{ cm}$$

Le choix:  $a = 45 \text{ cm}$ ;  $b = 45 \text{ cm}$

La section des poteaux obtenue vérifient les conditions minimales imposées par l'RPA99 version 2003 (zone III).

Poteau rectangulaire ou carrée :

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

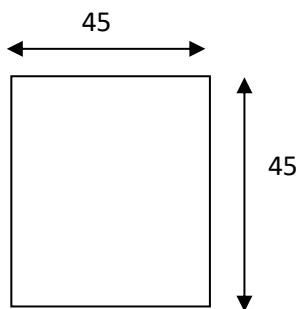
#### III.1.3.2.4. Conclusion

Donc on opte pour les sections suivantes :

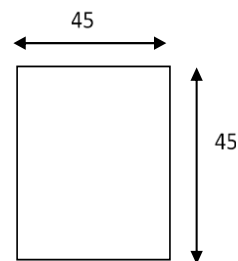
Poteau niveau $h = 3.57\text{m}$	45 x 45
Poteau niveau $h = 5.97 \text{ m}$	45 x 45
Poteau niveau $h = 13 \text{ m}$	45 x 45

**Tableau III.6 :** Choix des sections des poteaux.

**Poteau niveau  $h = 3.57\text{m}$**



**Poteau niveau  $h = 5.97 = \text{poteau niveau } h=13\text{m}$  :**



## III.2. Toiture en CM

### III.2.1. Introduction

La plupart des systèmes de Structures Tridimensionnelles permettent de réaliser tous types de géométries, régulières ou non, à modulation carrée, rectangulaire, triangulaire, ou autres. S'agissant de charpentes classiques où la recherche d'efficacité est le principal critère, dans notre cas on a choisi une modulation triangulaire.

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.

### III.2.2. Charges revenant à la toiture

#### a) Charges permanentes

Les efforts permanents sollicitant la structure sont le poids mort des éléments structuraux, ils sont donnés dans les documents techniques fournis par le fournisseur.

- Panneau sandwich (TR35) + accessoires .....g = 0.1162x1.5 KN/ml
- Poids propre de la panne estimé (IPE160) .....G = 0.158 KN/ml

### b) Surcharges d'entretien

Pour la toiture, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, on affecte des charges ponctuelles de 1kN au 1/3 et 2/3 de la portée.



Figure III.2 : Schémas statiques de la charge d'entretien.

Les surcharges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2).

$$M^{max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{Pl}{3} \rightarrow Q = \frac{8P}{3l}$$

$$Q = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} \rightarrow Q = 0.44 \text{ KN/ml}$$

### c) Charges climatiques

Préalablement calculé dans le chapitre précédent :

- Charge de neige :  $S = 0.13 \times 1.5 = 0.195 \text{ KN/ml}$
- Charge de vent :  $W = 1.9 \times 1.5 = -2.85 \text{ KN/ml}$

### III.2.3. Combinaisons des charges

Vu qu'on a un vent de soulèvement, les combinaisons de charges appropriés sont :

ELU		ELS	
Cas 1	1.35G+1.5Q	Cas 1	G+Q
Cas 2	1,35G+1,5Sn	Cas 2	G+Sn
Cas 3	G +1,5W↑	Cas 3	G+W↑
Cas4	1.35G+1.35(w+Sn)	Cas 4	G+0.9(W+Sn)

Tableau III.7 : Combinaisons de charges appliquées.

### III.2.4. Choix des profilés

#### III.2.4.1. Les pannes

Les pannes sont des pièces de charpente posées horizontalement sur les toitures destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elle relie les fermes et/ou les pignons et sert de support au système de couverture. En outre, elles peuvent agir comme élément comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilité vis-à-vis du déversement de traverse.

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose un espacement moyen de 1,5 m.

➤ **Les charges revenant aux pannes**

Cas \ ELU	Cas1	Cas2	Cas3	Cas4
$q_u$ (KN/ml)	1.11	0.74	-3.9	-3.14

**Tableau III.8 :** Valeurs des efforts revenant à la toiture à l'ELU.

$$\begin{cases} q_{u,z} = q_u \times \cos(\alpha) = 3.9 \times \cos(10^\circ) \\ q_{u,y} = q_u \times \sin(\alpha) = 3.9 \times \sin(10^\circ) \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} q_{u,z} = 3.84 \text{ Kn/ml.} \\ q_{u,y} = 0.677 \text{ Kn/ml.} \end{array} \right.$$

Cas \ ELS	Cas1	Cas2	Cas3	Cas4
$q_s$ ( KN/ml)	0.77	0.525	-2.52	-2.06

**Tableau III.9 :** Valeurs des efforts revenant à la toiture à l'ELS.

$$\begin{cases} q_{s,z} = q_u \times \cos(\alpha) = 2.52 \times \cos(10^\circ) \\ q_{s,y} = q_u \times \sin(\alpha) = 2.52 \times \sin(10^\circ) \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} q_{s,z} = 2.48 \text{ Kn/ml.} \\ q_{s,y} = 0.44 \text{ Kn/ml.} \end{array} \right.$$

D'après la formule de la flèche, on tire le moment d'inertie :

$$.f = \frac{5 \times q l^3}{384 EI}$$

$$.I_z = \frac{5 \times q l^3}{384 E} \times 200 \rightarrow I_z = \frac{5 \times 2.48 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} \times 200 \rightarrow I_z = 664.28 \text{ cm}^4$$

$$.I_y = \frac{5 \times q l^3}{384 E} \times 200 \rightarrow I_y = \frac{5 \times 0.44 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} \times 200 \rightarrow I_y = 117.85 \text{ cm}^4$$

On cherche la valeur équivalente à partir du tableau des profilés, on a choisi le profilé le plus convenable (IPE 160 de class (1)).

Profilé	G ( kg/m)	.h (mm)	.b (mm)	.tw (mm)	.tf (mm)	.d (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	$I_y$ (mm <sup>4</sup> )
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	4	20.1x10 <sup>2</sup>	869,3x10 <sup>4</sup>
Profilé	$W_{el,y}$ (mm <sup>3</sup> )	$W_{pl,y}$ (mm <sup>3</sup> )	$I_i$ (mm)	$A_{v,z}$ (mm <sup>2</sup> )	$I_z$ (mm <sup>4</sup> )	$W_{el,z}$ (mm <sup>3</sup> )	$W_{pl,z}$ (mm <sup>3</sup> )	$I_z$ (mm)
IPE 160	108.7x10 <sup>3</sup>	123.9x10 <sup>3</sup>	65.8	9.66x10 <sup>2</sup>	68.31x10 <sup>4</sup>	16.66x10 <sup>3</sup>	26.10x10 <sup>3</sup>	18.4

**Tableau III.10 :** Les caractéristiques du profilé IPE 160.

**III.2.4.2. Poutre à treillis**➤ **Les charges revenant à la poutre à treillis**→ **Les diagonales**

Numéros des barres	Diagonales		
	Longueurs (m)	Combinaison	Efforts (KN)
176	2,67	G+1,5W	-151.4(compression)
177	2,56	G+1,5W	92,25(traction)

**Tableau III.11** : Efforts normaux dans les diagonales.→ **Membrures supérieures**

Numéros des barres	Membrures supérieures		
	Longueurs (m)	Combinaison	Efforts (KN)
959	1,5	G+1,5W	-160,7(compression)
960	1,5	G+1,5W	-96,4(compression)

**Tableau III.12** : Efforts normaux dans les membrures supérieures.→ **Membrures inférieures**

Numéros des barres	Membrures inférieures		
	Longueurs (m)	Combinaison	Efforts (KN)
974	1,5	G+1,5W	172,98(traction)

**Tableau III.13** : Efforts normaux dans les Membrures inférieures.→ **Poteaux à treillis**

Numéros des barres	Poteaux à treillis		
	Longueurs (m)	Combinaison	Efforts (KN)
1011	1,14	G+1,5W	680(traction)
508	2,44	G+1,5W	-3,6(compression)

**Tableau III.14** : Efforts normaux dans les Poteaux à treillis.➤ **Dimensionnement des éléments**

Pour le dimensionnement des éléments on utilise la formule suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{elu}}{A} \leq \sigma_{adm} = f_y \quad \text{Tel que : } f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

$N_{elu}^{max}$  (Membrures et diagonales) = 172,98 Kn →  $A \geq 629,02 \text{ mm}^2$  → on choisit CHS 100x6mm de section : 1771,85mm<sup>2</sup>.

$N_{elu}^{max}$  (Poteau à treillis) = 680 Kn. →  $A \geq 2472,28 \text{ mm}^2$  → on choisit CHS 200x8mm de section : 4825mm<sup>2</sup>.

Elément	Panne	diagonales	Membrures sup	Membrures inf	Poteau en treillis
Choix du profilé	IPE160	CHS100x6	CHS100x6	CHS100x6	CHS200x8

**Tableau III.15** : les choix des profilés utilisés pour la toiture.

## CHAPITRE IV

# Etude dynamique en zone sismique



## **IV. Étude dynamique**

### **IV.1. Introduction**

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité et l'économie des pays. Leur apparition est brusque et surtout imprévue.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite imposé par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

### **IV.2. Étude sismique**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000V14 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

Le règlement RPA99 version2003 (D.T.R-B.C-2.48) met à disposition trois méthodes pour le calcul sismique :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

### **VI.3. Choix de la méthode de calcul**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

#### **VI.3.1. Méthode statique équivalente**

- **Principe**

Cette méthode se caractérise par le remplacement des forces dynamique réelles par un des forces statiques équivalentes qui sont fictives de tel manière à avoir la même déformée maximum. Cette méthode ne peut être utilisée que pour les structures régulières avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III et où la réponse dynamique correspond à un seul mode de vibration.

Les forces équivalentes sont prises généralement dans la direction des axes principaux du plan horizontal de la structure.

La méthode statique équivalente ne peut être utilisé dans notre cas car le stade de football est situé en zone III et de groupe d'usage 1B et la régularité des plans n'est pas vérifiée (article 4.1.2 des RPA99/2003).

### VI.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe**

La méthode d'analyse modale spectrale : peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

### VI.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

- **Spectre de réponse de calcul**

Pratiquement un chargement sismique est défini par un spectre de réponse ce dernier étant une fonction donnant les différentes réponses maximales en fonction de la période T, son utilité est essentiellement la lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

La force sismique est représenté par le spectre de réponse suivant :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de l'RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 7$  (6.2)
- $\xi$  : (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.).
- R : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3).
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7).
- T : Période fondamentale de la structure  $T = C_T h_n^{3/4}$  (4-6)
- Q : Facteur de qualité (Tableau 4.4).

Représentation graphique du spectre de réponse :

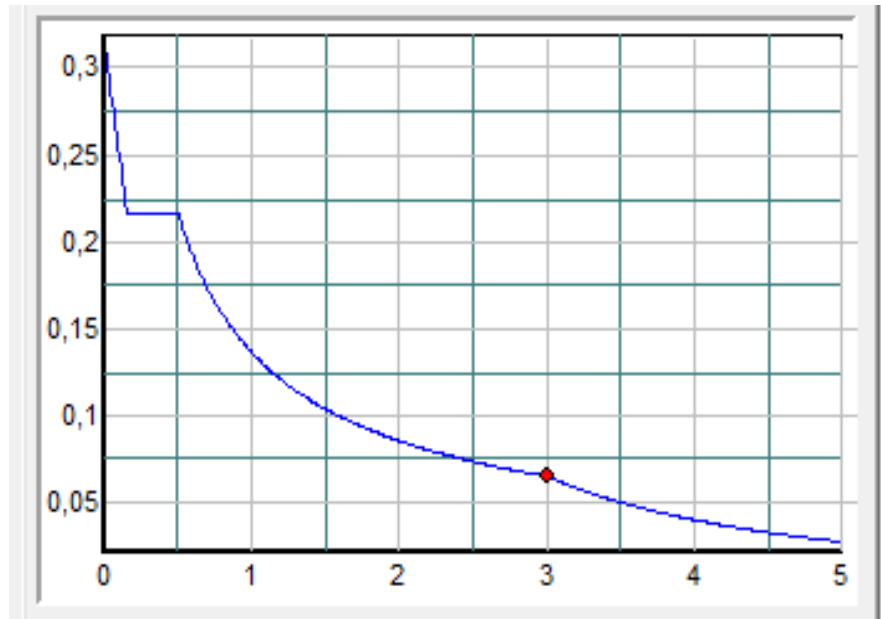


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99/2003, 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 :

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

Tel que :

-Pour le  $Q$  : coefficient de qualité sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

Et on a à partir du tableau 4.4 de RPA 99/2003 :

Critère q	Observée (o/n)	$P_q // xx$	Observée (o/n)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV .1: Facteur de qualité.

$$Q//xx = Q//yy = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05+0.00+0+0) = 1.2$$

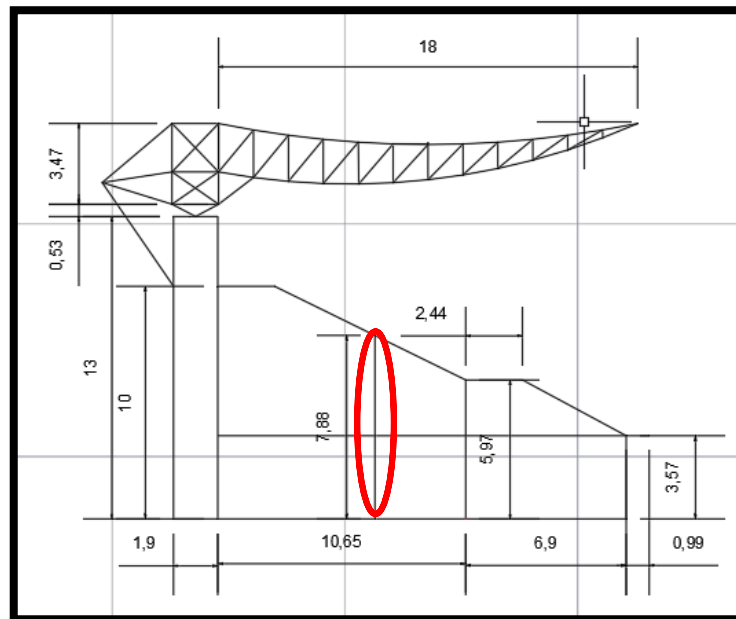
$$Q = 1.2$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Paramètre	Notation	Justification	Valeur
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et un Groupe d'usage 1B.	0.3
Pourcentage Amortissement critique	$\xi$	une structure en béton armé avec un remplissage dense	7 %
Facteur de correction d'amortissement	$\eta$	$0.8819 > 0,7$	0,8819
Coefficient de comportement de la structure	R	Voiles porteurs.	3.5
Périodes caractéristiques	T1	site ferme S <sub>3</sub>	0.15
Périodes caractéristiques	T2	site ferme S <sub>3</sub>	0.50
Coefficient de pondération	$\beta$	Cas 2 (le bâtiment recevant du public temporairement)	0.3

**Tableau IV.2 :** récapitulation des donnés.

Remarque : Après un calcul fait au préalable, on a trouvé qu'il y'avais une nécessité de rajouter un poteau de 45x45 à une hauteur de  $h = 7.88\text{m}$  à partir du niveau du RDC comme montré dans la figure si dessous :



**Figure IV.2 :** Vu en élévation du stade.

## IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

### IV.4.1. Modèle 1 (modèle initiale)

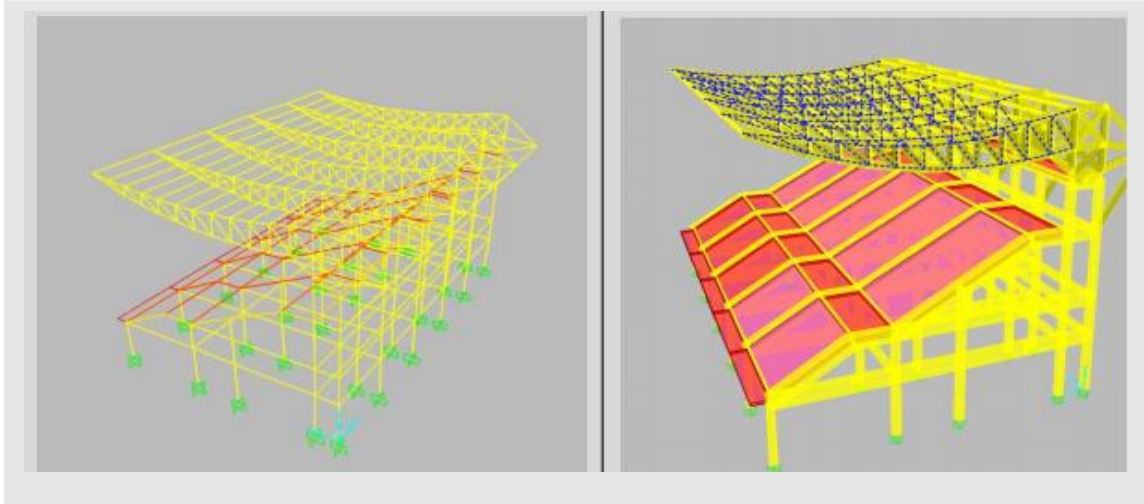


Figure IV.3 : modèle initial en 3D.

#### ➤ Caractéristiques dynamiques propres (model initial) :

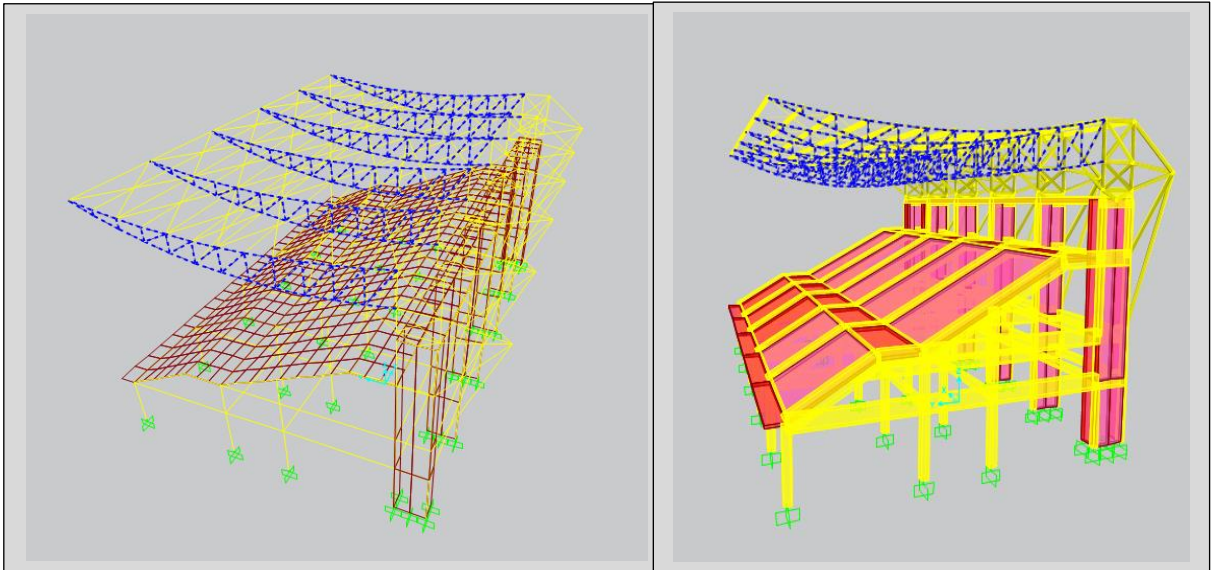
Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	SUM UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	1,23	02.187	0	0	2,3	0	0
2	0,47	98.53	0	6,889E-16	96,343	0	6,886E-16
3	0,39	98.53	99,726	0,009421	0	99,726	0,009421
4	0,37	99.514	99,726	0,009421	0,984	2,85E-18	1,287E-13
5	0,30	99.514	99,984	01,79	0	0,258	1,78
6	0,35	99.517	99,984	01,79	0,002974	0	2,282E-14

Tableau IV .3 : Caractéristiques dynamiques propres du model initial.

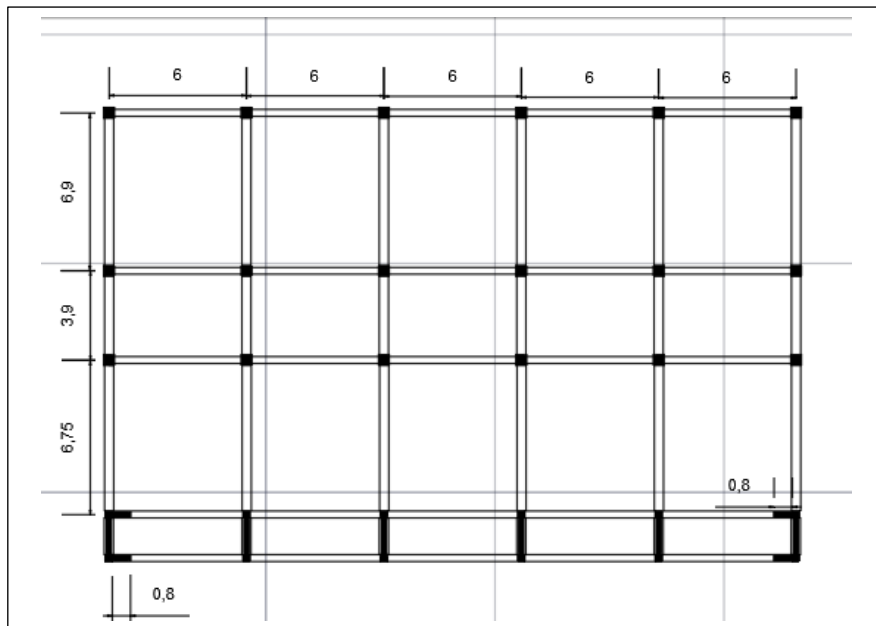
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale de : 1.23 s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 2<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation vers X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation vers Y.

Les résultats donnés par l'analyse du model initial est acceptable, mais les poteaux supportant la toiture ne peuvent pas résister aux efforts transmis par cette dernière, même en augmentant la section des poteaux et les renforcer d'un ferrailage très résistant, ce qui nous pousse à ajouter des voiles porteurs dans ce côté de part, et d'autre part, la toiture est instable, ayant des déplacements plus au moins important dans le sens x-x, ça nous mène vers ajouter des contreventements en X pour maintenir les éléments de la ferme, et limiter ces déplacements et instabilité indésirable.

**IV.4.2. Modèle 2 :****Figure IV.4 :** 2ème modèle en 3D.

Pour ce model final, après plusieurs essais, on a changé les deux poteaux qui se trouvent dans le dos du stade par des raidisseurs de voiles de sections de 30x30 ou on va prendre (pot2) comme nomination dans les chapitres qui suivent, on a rajouté des voiles en BA d'épaisseur de 20mm comme montré dans la figure suivante :

**Figure IV.5 :** Vu en plan du plancher RDC.

➤ **Caractéristiques dynamiques propres :**

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	SUM UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	0,38	2,417E-06	0,018	0,715	2,417E-06	0,018	0,715
2	0,35	0,085	0,018	0,715	0,085	4,282E-06	3,131E-06
3	0,30	0,089	0,022	0,843	0,004117	0,004111	0,128
4	0,28	15,156	0,022	0,843	15,068	0,0001082	3,792E-05
5	0,26	26,73	0,022	0,843	11,576	0,0000677	2,794E-05
6	0,24	26,73	0,024	0,874	0,001781	0,001159	0,031
7	0,23	36,49	0,024	0,874	9,764	0,0002243	1,976E-05
8	0,22	99,19	0,026	0,874	62,695	0,001894	0,0001587
9	0,21	99,19	0,041	0,874	1,161E-05	0,016	0,0001047
10	0,11	99,27	0,042	0,874	0,08	0,0008873	0,0001115

**Tableau IV.4 :** Participation massique du modèle finale.

Selon la partie 'b' de l'article 4.3.4 de l'RPA99 V2003, le nombre minimal de modes (K) à considérer est tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0.20 \text{ sec}$

Ou : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

-Pour l'estimation de la période fondamentale de la structure T déterminée par la formule

$$\text{suivante : } T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 17^{3/4} \quad \Rightarrow \quad T = 0.42s$$

Dans les deux directions (X-X) ; (Y-Y).

Tel que :

$$\left. \begin{array}{l} Dx = 30m \\ Dy = 19.45m \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} Tx = 0.09 h_N / \sqrt{Dx} \\ Ty = 0.09 h_N / \sqrt{Dy} \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} Tx = 0.279 \text{ s} \\ Ty = 0.347 \text{ s} \end{array} \right\}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 17m$$

$CT = 0,05$  (portiques auto-stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie).

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

Les formules empiriques à utiliser selon les RPA99/version 2003 sont :

$$T = 1,3T_{\text{empirique}} \quad \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T = T_{\text{analytique}} \quad \text{si } T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T = \min (C_T h_N^{3/4} ; 0.09 h_N / \sqrt{Dx})$$

Sens (x-x) :  $T_x = \min (0.42, 0.279) = 0.279 \text{ sec}$  ;  $1,3 T_x = 0,36 \text{ sec}$ .

Sens (y-y) :  $T_y = \min (0.42, 0.347) = 0.34 \text{ sec}$  ;  $1,3 T_y = 0,38 \text{ sec}$ .

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit :

$$\text{Calcul de } D \text{ pour : } D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3\text{sec} \end{cases} \quad \begin{cases} Dx=2.5 \times \eta = 2.2 \\ Dy=2.5 \times \eta = 2.2 \end{cases}$$

➤ **Résultantes des forces sismiques :**

$$W = 16463.643 \text{ kN} \quad \begin{cases} V^x = \frac{0.3 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 16463.643 = 3725.48 \text{ kN.} \\ V^y = \frac{0.3 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 16463.643 = 3725.48 \text{ KN} \end{cases}$$

Le logiciel de calcul nous donne les valeurs suivantes pour l'effort tranchant à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3418,498 \text{ KN.} \\ F_2 = V_t^y = 4743,06 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3418,498 \text{ KN} > 0.8V^x = 2980.38 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 4743,06 \text{ KN} > 0.8V^y = 2980.38 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Vérification des déplacements inter étage :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99ver.2003, concerne les déplacements latéraux inter- étages. Selon l'article 5.10 du RPA99ver.2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}_{adm} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}_{adm}$$

Avec :  $\bar{\Delta}_{adm} = 1\% h_e$  où  $h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_K^x = R \times r_x \times \delta_{eK}^x$  et  $\delta_K^y = R \times r_y \times \delta_{eK}^y$

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

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

niveau	$h_K$ (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$1\%h_k$ (cm)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (cm)	$1\%h_k$ (cm)
1 <sup>er</sup> niv	357	0.3	1.05	0	1.05	3.57	0.08	0.28	0	0.28	3.57
2 <sup>ème</sup> niv	240	0.44	1.54	1.05	0.49	2.40	0.094	0.33	0.28	0.05	2.4
3 <sup>ème</sup> niv	403	0.40	1.4	1.54	-0.14	4.03	0.088	0.31	0.33	-0.02	4.03
4 <sup>ème</sup> niv	300	0.33	1.15	1.4	-0.25	3	0.0774	0.27	0.31	-0.04	3

**Tableau IV.5 :** Vérifications des déplacements de niveaux.



On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

➤ **Vérification Vis à Vis de l'effet P-Delta (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet *P-Δ*) peuvent être négligés dans notre cas.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Une autre vérification préconisée par le RPA99ver.2003(article 7.4.3.1) et 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 :

Avec : 
$$\gamma = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0,30$$

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

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

$F_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton

élément	Pot 45x45				Pot 30x30			
	h(cm)	b(cm)	$f_{c.28}$ (Mpa)	$N_d$ (Kn)	h(cm)	b(cm)	$f_{c.28}$ (Mpa)	$N_d$ (Kn)
	45	45	25	1155.035	30	30	25	320.54
$\gamma$	✓ 0.23				✓ 0.14			

**Tableau IV.6 :** Vérification de l'effort normal réduit.

➤ **Détermination de la largeur du joint sismique :**

D'après l'RPA99 version 2003 (article 5.8) deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

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

Avec :

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : 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.

$$d_{\min} = 15 + (16.8 + 16.8) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm.}$$

$$d_{\min} = 48.6 \text{ mm} > 40\text{mm.}$$

On adoptera la valeur de 15 cm de largeur de joint sismique séparant deux blocs de gradins adjacents.

#### **IV.5. Conclusion**

Après la modélisation et l'étude sismique, le 2ème modèle vérifie toutes les conditions de la stabilité de l'ouvrage, à savoir la période, les déplacements et les efforts normaux réduit et toutes autres conditions exigées par l'RPA v2003.

# CHAPITRE V

## Vérification des éléments de la toiture

**V. Vérification des éléments de la toiture**

**V.1. Introduction**

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'action possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément qui constituent l'ossature de notre bâtiment.

Pour vérifier la stabilité de la toiture (pannes, membrures...), on utilise le logiciel SAP2000 pour tirer les efforts internes max dans tous les éléments qui composent la toiture.

**V.2. Méthode de vérification**

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en dessous des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité on vérifie les pièces comprimées au flambement et les pièces tendues à la l'éclatement. Donc on a deux cas fondamentaux :

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

➤ **Compression**

On doit vérifier que :

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

Avec :

N : Effort normal maximum dans les diagonales (compression).

N<sub>PL</sub> : Effort normal plastique = A.f<sub>y</sub>

f<sub>y</sub>= 275 Mpa.

γ<sub>ml</sub> : Coefficient = 1.1.....classel (CCM 97).

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

$\bar{\lambda}$  : L'élancement réduit

Avec :

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

D'après le tableau (55.3 CCM 97) profilé tubulaire circulaire laminé a chaud ont une courbe de flambement (a).

On obtient le χ d'après le tableau (55.2 CCM 97).

➤ **Traction**

On doit vérifier :  $N \leq N_{trd}$

Avec :

N : Effort normal maximum (traction)

$N_{trd}$  : Effort normal plastique :  $N_{trd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$  avec  $f_y = 275 \text{ Mpa}$  et  $\gamma_{m1} = 1.1$

### V.3. Vérification des éléments pour la Toiture

#### V.3.1 Les pannes

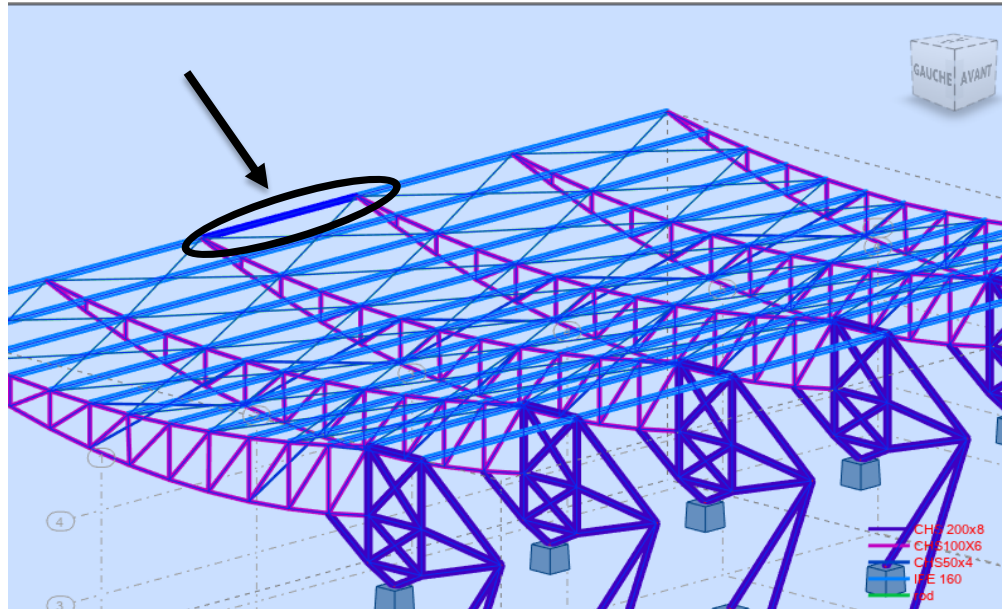


Figure V.1 : La panne (barre n58).

Profilé	G ( kg/m)	.h (mm)	.b (mm)	.tw (mm)	.tf (mm)	.d (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	4	20.1x10 <sup>2</sup>	869,3x10 <sup>4</sup>
Profilé	W <sub>el.y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl.y</sub> (mm <sup>3</sup> )	I <sub>i</sub> (mm)	A <sub>v.z</sub> (mm <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>el.z</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl.z</sub> (mm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (mm)
IPE 160	108.7x10 <sup>3</sup>	123.9x10 <sup>3</sup>	65.8	9.66x10 <sup>2</sup>	68.31x10 <sup>4</sup>	16.66x10 <sup>3</sup>	26.10x10 <sup>3</sup>	18.4

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE160.

#### ➤ Vérification de la résistance

##### • Moment fléchissant

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

$$\alpha \left[ \frac{M_{sd.y}}{M_{pl.y}} \right] + \beta \left[ \frac{M_{sd.z}}{M_{pl.z}} \right] \leq 1.0$$

Tel que :

$\alpha = 2$  ;  $\beta = 1$  sections en I ..... (CCM 97 page 68)

$$Et \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{sdy} = 19.7 \text{ Kn.} \\ M_{sdz} = 3.4 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ply} = 123.9 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} \rightarrow M_{ply} = 30.75 \text{ kN.m} \\ M_{plz} = 26.10 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} \rightarrow M_{plz} = 6.525 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

On obtient:  $\left(\frac{19.7}{30.75}\right)^2 + \left(\frac{3.4}{6.525}\right) = 0.93 \leq 1.. \quad \checkmark$  La résistance du profilé est vérifiée.

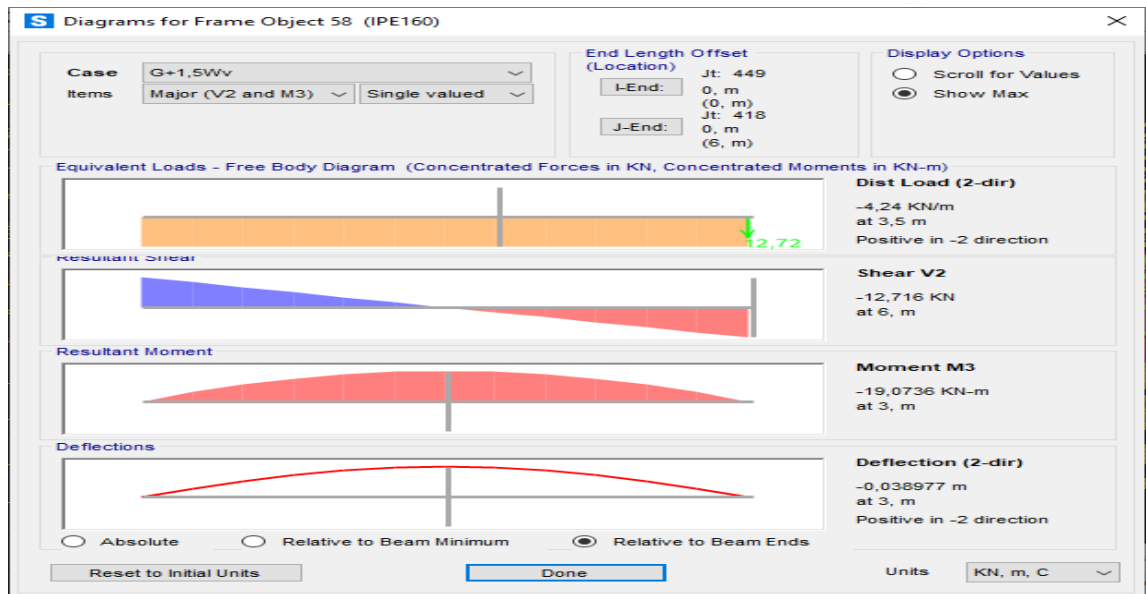


Figure V.2 : Diagrammes de l'effort de la panne 58 à l'état limite ultime.

➤ **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 et  $f_y = 275 \text{ MPa}$  et  $\gamma_{m0} = 1$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{pl.Rd} = \frac{9.66 \times 10^2 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 153.37 \text{ kn} \\ V_{sd} = 12.7 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

donc :  $V_{sd}^{max} = 12.7 \text{ Kn} < V_{plrd} = 153.37 \text{ Kn} \dots\dots \checkmark$  La condition du cisaillement est vérifiée

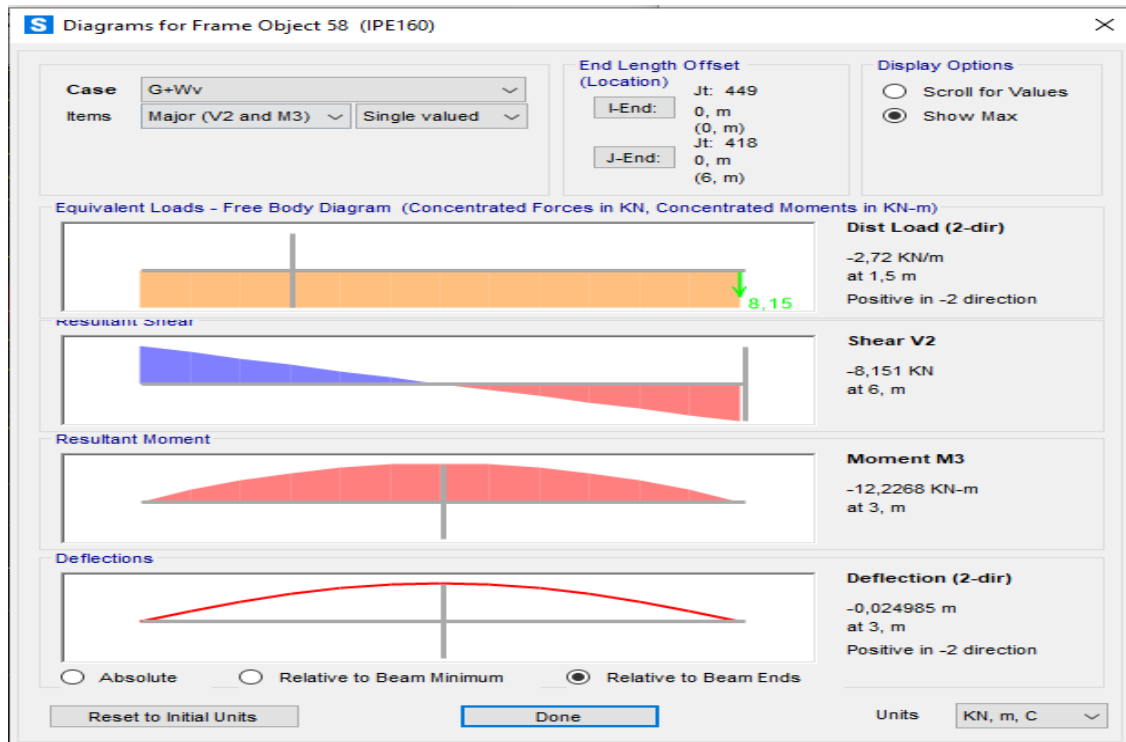
➤ **Vérification de l'interaction moment fléchissant et effort tranchant**

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

$V_{sd} = 12.7 \text{ Kn} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 76.67 \text{ Kn} \dots\dots\dots \checkmark$  La condition d'interaction est vérifiée

### ➤ Vérification de la flèche

Obtenu par le logiciel SAP2000 suivant la combinaison (ELS)



**Figure V.3:** Diagrammes de l'effort de la panne 58 à l'état ultime de service.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_y = \frac{5 q l^4}{384 I_y E} = 24 \text{ mm} < \rho_{adm} = 30 \text{ mm}, \\ \rho_z = \frac{5 q l^4}{384 I_z E} = 6.2 \text{ mm} < \rho_{adm} = 30 \text{ mm} \end{array} \right.$$

✓ La condition de la flèche est vérifiée.

### ➤ Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité susceptible d'intervenir dans les barres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie (axe y-y) : sous l'effet de la flexion une partie de la section est comprimée et l'autre partie est tendue. L'ensemble des zones comprimées tends à flamber latéralement, c'ad dans la direction perpendiculaire au plan de flexion. L'ensemble des zones tendues tends à s'opposer à ce déplacement latérale, aussi el déversement est accompagné d'une rotation des sections autour de l'axe longitudinale de la barre. D'après le CCM 97, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec :

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

$$\lambda_{LT} = 163.2$$

$C_1 = 1.132$  tab B.1.2 page 144 (CCM97).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 1.52 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{il y a risque de déversement}$$

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

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ .....facteur d'amplification

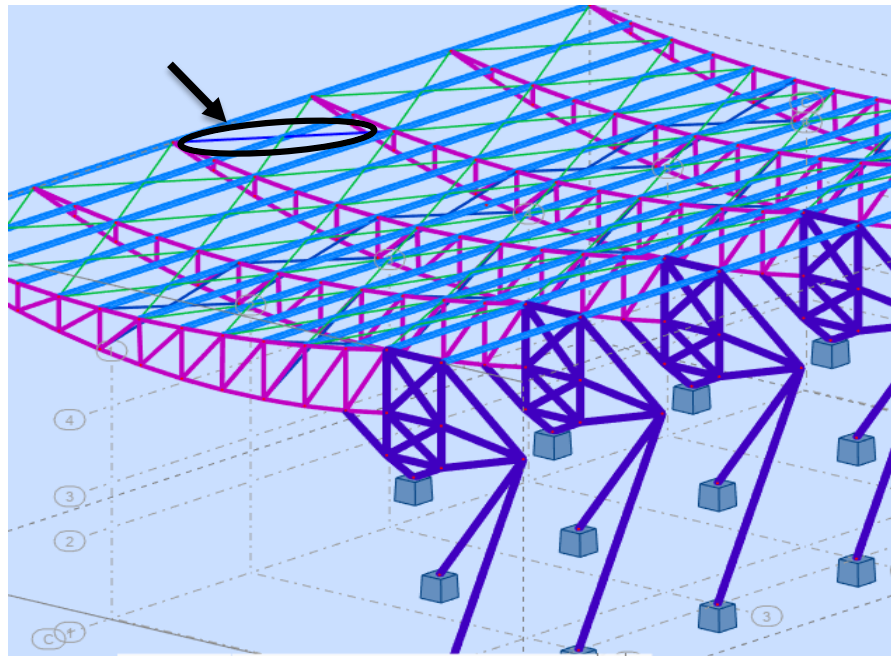
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,365$$

$$\frac{M_{sdy}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sdz}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.772 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Pas de risque de déversement.}$$

La panne est vérifiée avec un IPE160

### V.3.2. Contreventements

#### V.3.2.1. Contreventements horizontaux en X



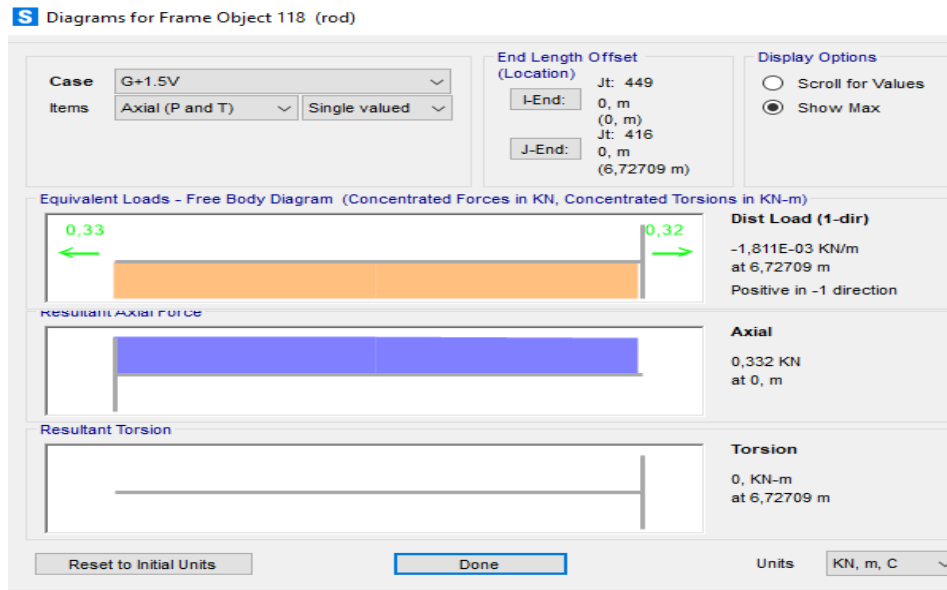
**Figure V.4 :** L'élément "Rod" pour les CV (barre 118)

Profilé (mm)	A(mm <sup>2</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )	i(mm)	W <sub>el</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (mm <sup>3</sup> )
Ø : 20(plein)	314.159	7853.98	50	785.398	1333.33

**Tableau V.2 :** Caractéristiques du profilé pour l'élément 118 (rod).



➤ **Traction :**



**Figure V.5 :** Diagramme de l'effort de contreventement horizontal de l'élément 118.

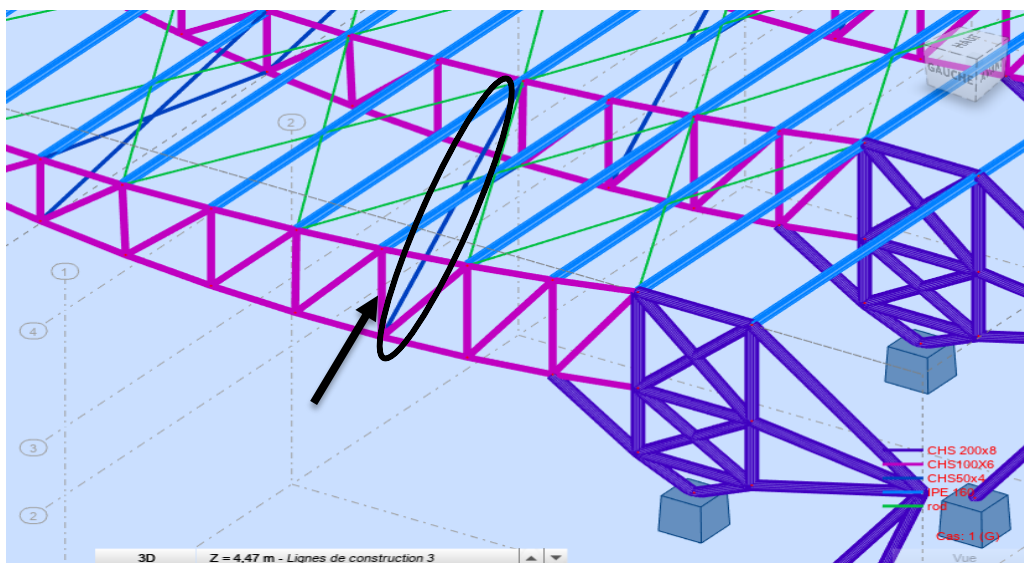
On doit vérifier :  $N_{sd} \leq N_{tr.d}$

$$N_{sd} = 0.332 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{tr.d} = \frac{314.159 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 78.54 \text{ KN} \\ N_{sd} = 0.332 \text{ Kn} < N_{trd} = 78.54 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Le contreventement horizontal est vérifié à la traction par un tube rond plein (rod) de section 20mm.

**V.3.2.2. Tige de stabilité**



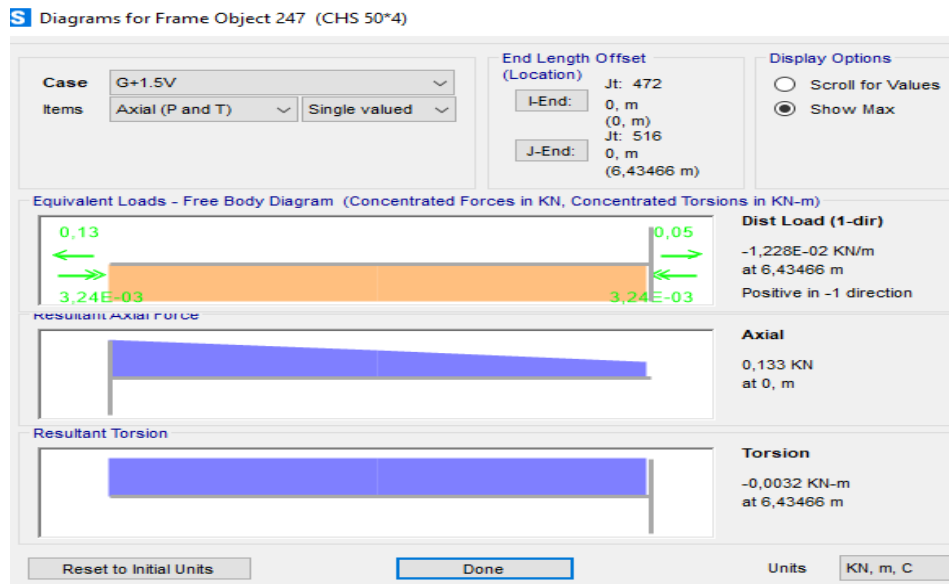
**Figure V.6 :** la tige de stabilité (barre 247).

Profilé (mm)	A(mm <sup>2</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )	i(mm)	W <sub>ei</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (mm <sup>3</sup> )
Ø : 50x4	578.053	154051.14	16.32	6162.045	8485.33

**Tableau V.3 :** Caractéristiques du profilé pour l'élément 247.

➤ **Traction**

On doit vérifier :  $N_{sd} \leq N_{tr.d}$



**Figure V.7 :** Diagramme de l'effort de la tige de CV de l'élément 118.

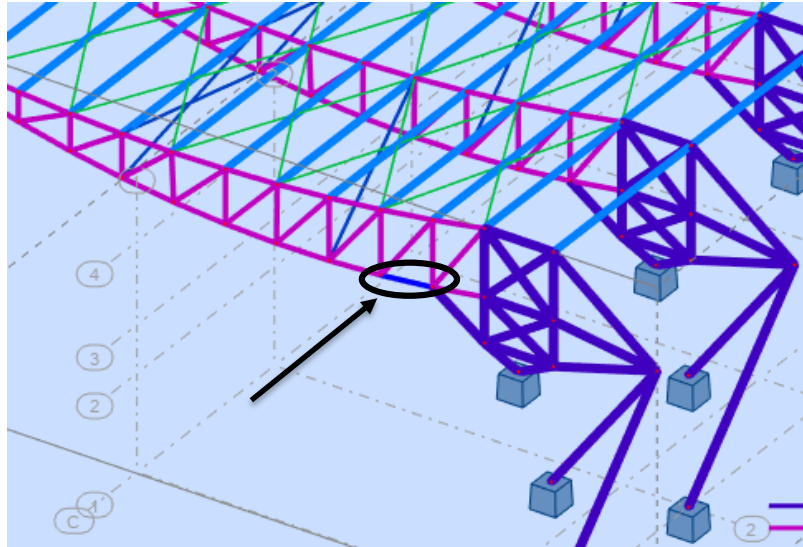
$$\left\{ \begin{array}{l} N_{tr.d} = \frac{578.053 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 144.51 \text{ KN.} \\ N_{sd} = 0.133 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$N_{sd} = 0.133 \text{ Kn} < N_{trd} = 144.51 \text{ Kn.}$$

La tige de stabilité est vérifié à la traction par un tube rond creux de section 50x4mm.

### V.3.3 La Ferme

#### V.3.3.1 Membrure inferieure



**Figure V.8:** membrure inferieure (barre 976).

Profilé(mm)	i (m)	A(mm <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	d(mm)	W <sub>el</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (m <sup>3</sup> )
CHS100x6	33.3	1772	196.5 10 <sup>-4</sup>	6	3.929 10 <sup>-5</sup>	5.309 10 <sup>-5</sup>

**Tableau V.4 :** caractéristiques du profilé CHS100x6.

#### ➤ Compression

On doit vérifier le flambement Par la formule de 5.46 avec la courbe (a) ....CCM 97:

$$N_{sd} \leq \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

- L'élanement  $\lambda$  :  $\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1509.2}{33.3} = 45.32$

- L'élanement réduit  $\bar{\lambda}$  :  $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86.39} = 0.524 < 0.2$  tel que :  $\lambda_1 = 93.91\varepsilon$

Il y'a risque de flambement :

- Détermination de  $\chi$ :

pour une section creuse laminée à chaud → courbe de flambement "a" →  $\alpha = 0.21$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \Phi = 0.671$$

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \rightarrow \chi = 0.917$$

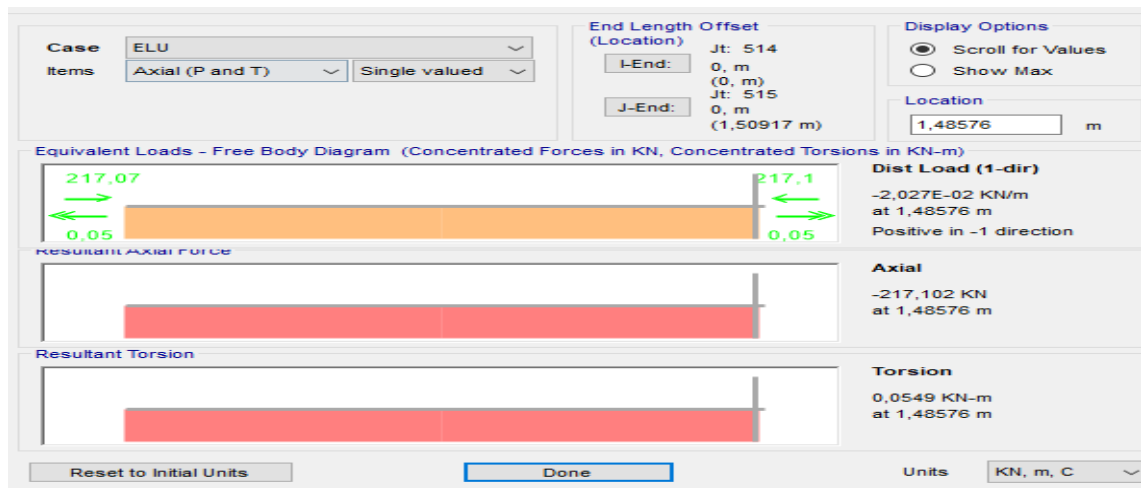


Figure V.9 : Diagramme de l'effort de la membrure inferieur à l'état limite ultime.

$$N_{pl} = 1 \times 1772 \times 275 \times 10^{-3} \rightarrow N_{pl} = 478.3 \text{ Kn.}$$

$$N_{sd} = 217.102 \text{ Kn} < N_{tr,d} = \frac{478.3 \times 0.917}{1.1} = 398.72 \text{ Kn.}$$

La membrure inferieur est vérifié à la compression par un tube creux de section 100x6.

### V.3.3.2. Membrure supérieure

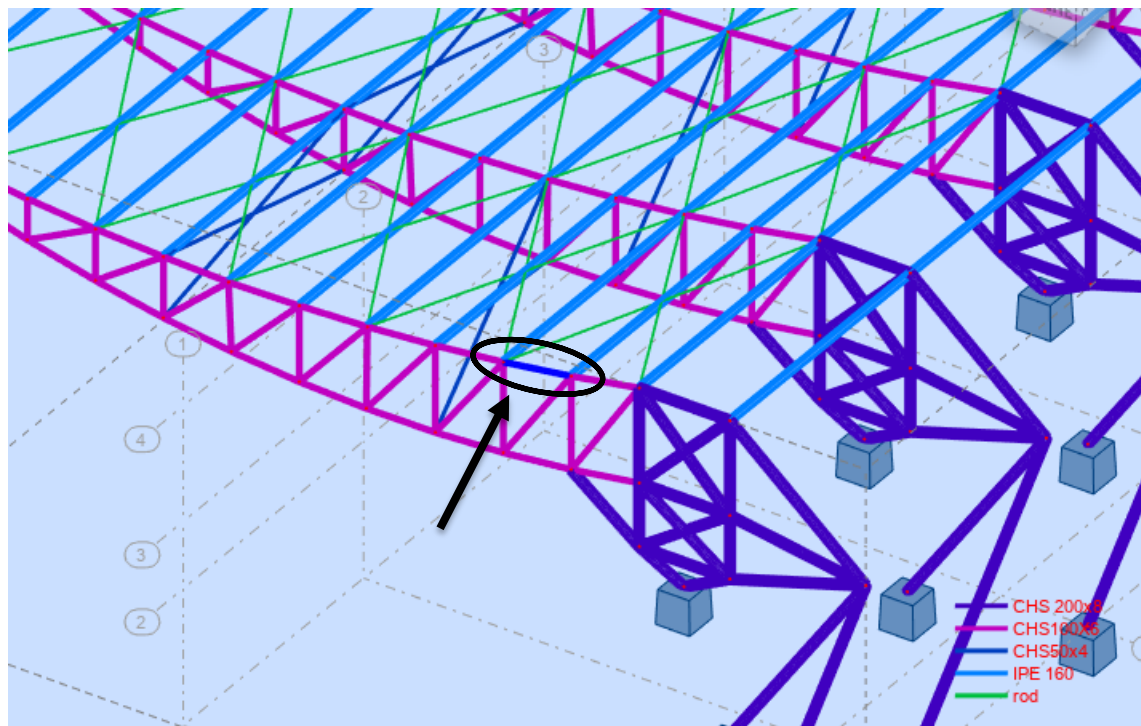


Figure V.10 : Membrure supérieur (barre 953).

Profilé(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	D(mm)	W <sub>el</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (m <sup>3</sup> )
CHS100x6	1772	196.5 10 <sup>-4</sup>	6	3.929 10 <sup>-5</sup>	5.309 10 <sup>-5</sup>

Tableau V.5: Caractéristiques des tubes ronds pour les membrures supérieures.

### ➤ Traction

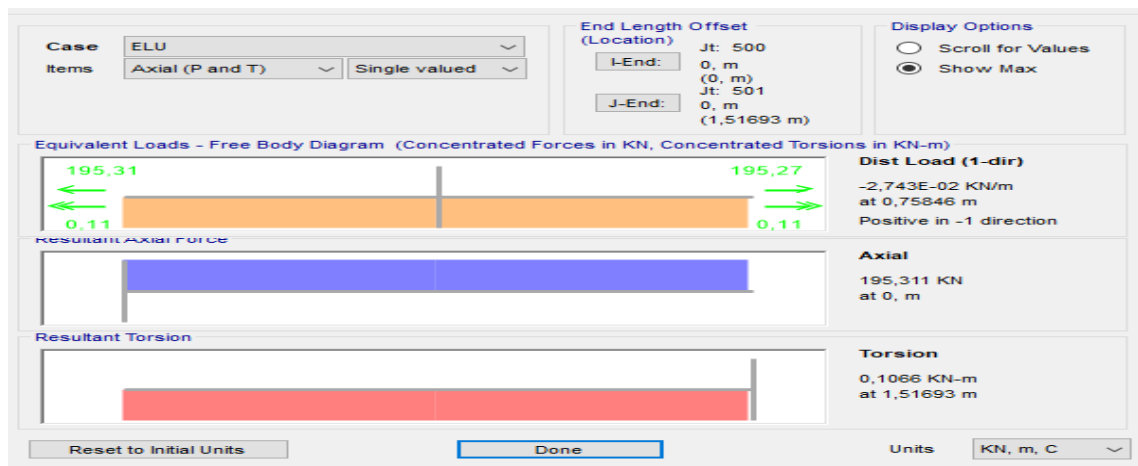


Figure V.11: Diagramme de l'effort de la membrure supérieure à l'état limite ultime.

On doit vérifier  $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{sd} = 195,311 \text{ kn} < N_{trd} = \frac{1772 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 443 \text{ kn}$$

La membrure supérieur est vérifié à la traction par un tube creux de section 100x6.

#### V.3.3.3. Diagonale

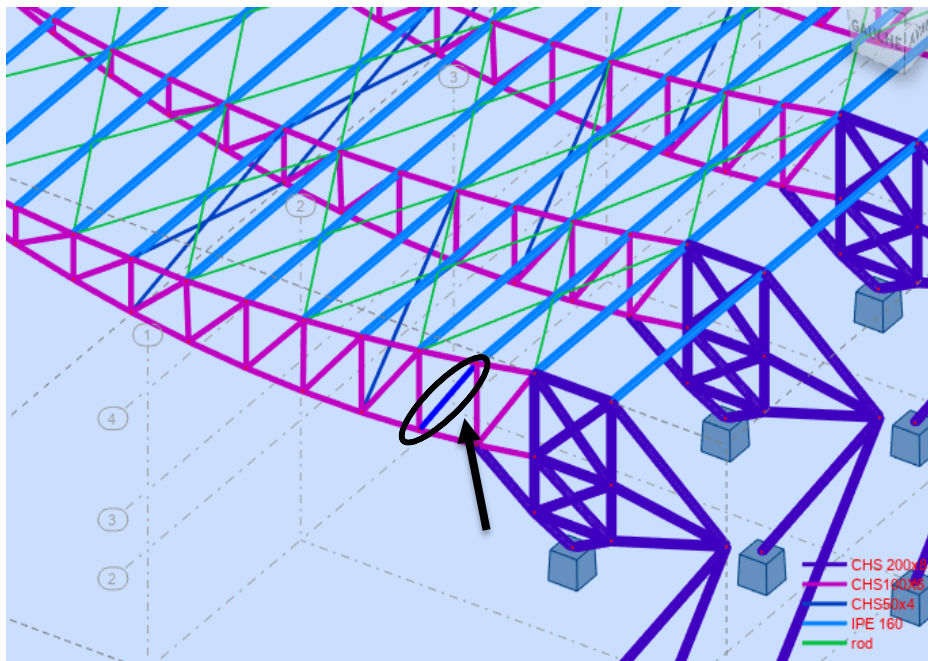
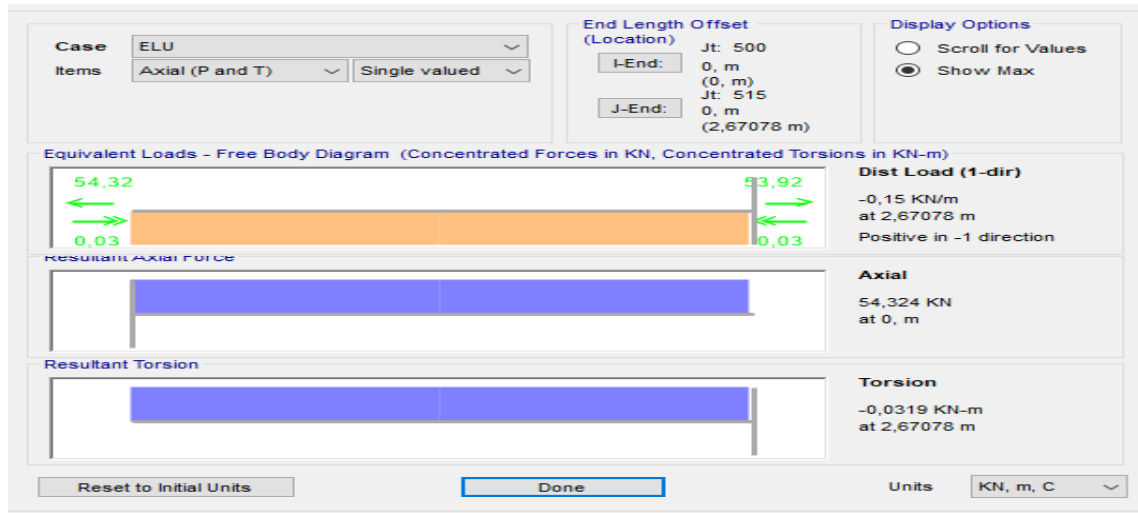


Figure V.12: Diagonale (barre 176).

Profilé(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	D(mm)	W <sub>el</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (m <sup>3</sup> )
CHS100x6	1772	196.5.10 <sup>-4</sup>	6	3.929 10 <sup>-5</sup>	5.309 10 <sup>-5</sup>

**Tableau V.6:** Caractéristiques des tubes ronds pour les diagonales.

### ➤ Traction



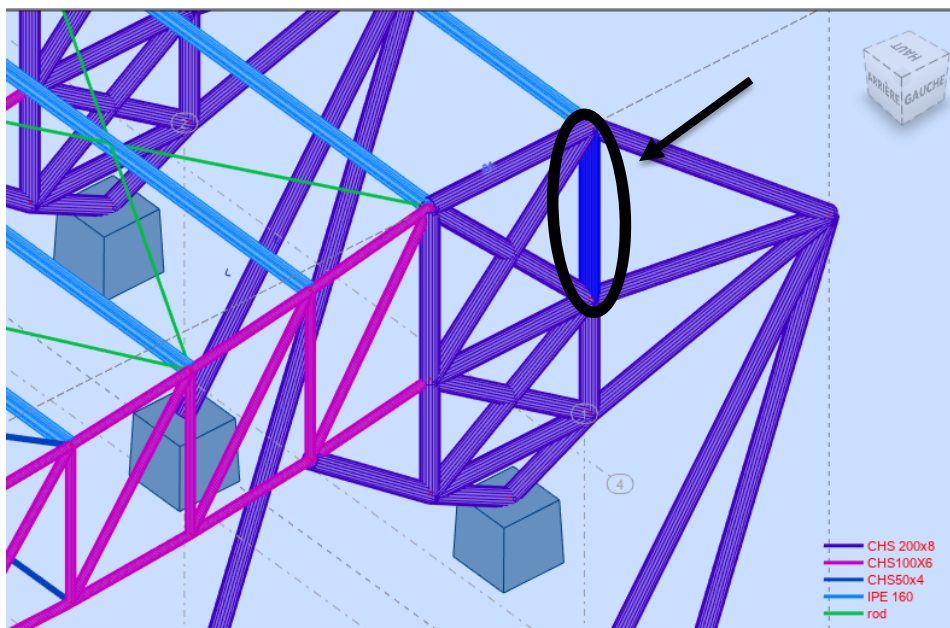
**Figure V.13:** Diagramme de l'effort de la diagonale à l'état limite ultime.

On doit vérifier :  $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{sd} = 54,324 \text{ kn} < N_{trd} = \frac{1772 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 443 \text{ kn}$$

La diagonale est vérifiée à la traction par un tube creux de section 100x6.

### V.3.4. Poteau



**Figure V.14:** l'élément 982.

Profilé (mm)	A(mm <sup>2</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )	i(mm)	W <sub>el</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (mm <sup>3</sup> )
Ø : 200x08	4825.48	2.227.10 <sup>8</sup>	67.94	39299.82	53088

**Tableau V.7 :** Caractéristiques du profilé CHS200x8.

### ➤ Compression

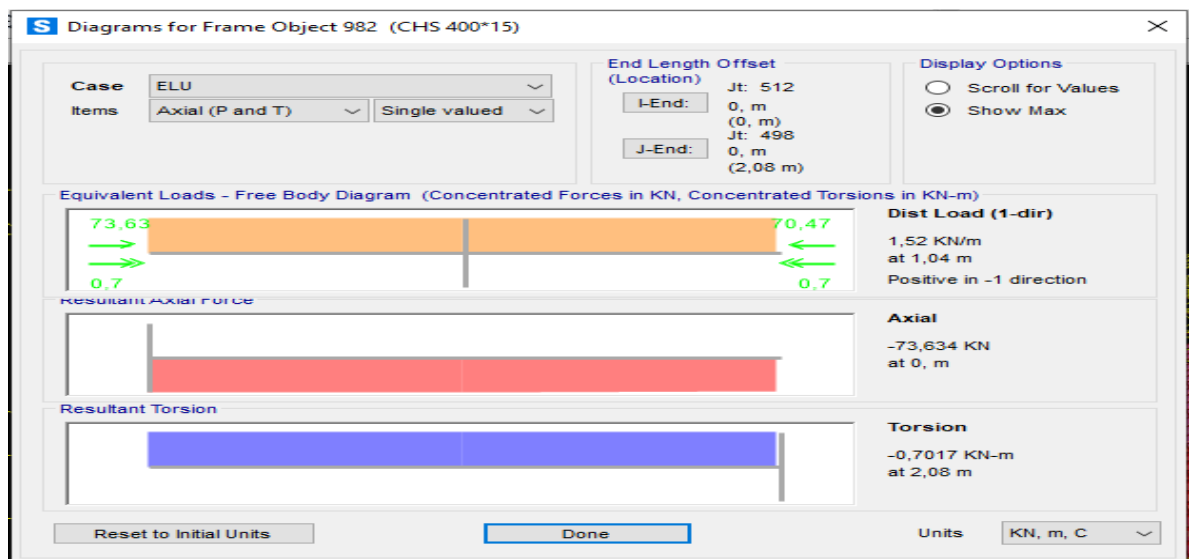
On doit vérifier le flambement Par la formule de 5.46 avec la courbe (a) ....CCM 97 [3] :

$$N_{sd} \leq \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

▪ L'élancement  $\lambda$  : 
$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2080}{67.94} = 30.61$$

▪ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  : 
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0.34 > 0.2 \quad \text{tel que : } \lambda_1 = 93.91\varepsilon$$

Il y'a risque de flambement : ( $\Phi = 0.58 \rightarrow \chi = 0.97 \leq 1$ ).



**Figure V.15 :** Diagramme de l'effort du poteau en treillis 982.

$$N_{sd} = 73.634 \text{ KN} < N_{trd} = 1206 \text{ KN}$$

Le poteau est vérifié à la compression par un tube rond de section 200x8 mm.

### V. 4. Conclusion pour le bloc P

Après les calculs bien spécifiés et leurs vérifications on a opté pour les sections des profilés qui sont représenté dans le tableau suivant:

L'élément	Panne	Les contreventement		ferme			poteau
		Horizontale	Tige	Membrure Sup	Membrure Inf	diagon ales	
profilé	IPE	Rod 20mm	CHS	CHS	CHS	CHS	CHS
			50x4	100x6	100x6	100x6	200x8

**Tableau V.8 :** Récapitulative des profilés en charpente métallique.



## CHAPITRE VI

# Vérification des assemblages

## VI : Vérification des assemblages.

### VI.1: Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

### VI.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages et Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence sont :

#### a) Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

Selon l'EUROCODE 3 tableau3.3 page3-6, les 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	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Figure VI.1:** caractéristiques mécaniques des boulons

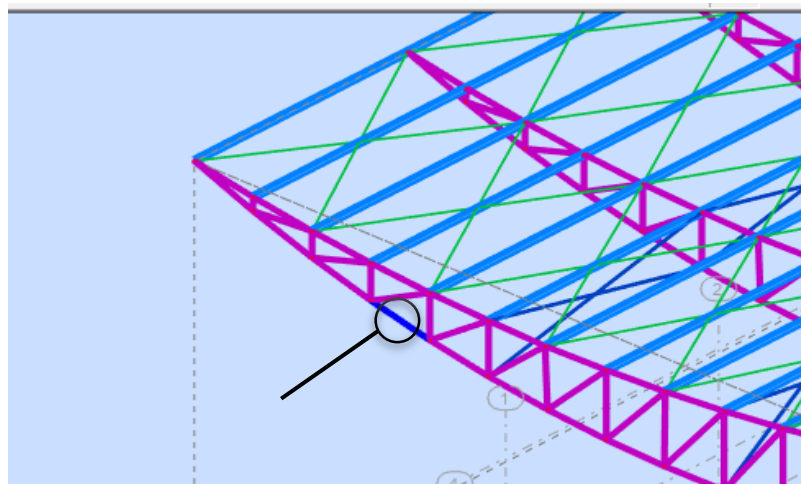
**a) Le soudage**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

**VI.3. Calcul des assemblages pour la ferme selon le -CCM97 et - EN 1993-1-8 tab 3.4**

Dans ce chapitre, (03) types d'assemblage seront traités qui sont :

- ✓ Assemblage membrure - membrure de poutre en treillis;
- ✓ Assemblage CV - membrure - Panne;
- ✓ Assemblage de l'appui du poteau à treillis ;

**VI.3.1. Calcul des assemblages****VI.3.1. Assemblage membrure sup (CHS100X6) -membrure sup (CHS100X6)**

**Figure VI.2 :** De l'assemblage membrure-membrure.

**A – Calcul de l'assemblage boulonné**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite. Les vérifications vont être conformes à la norme (EN 1993-1-8 tab 3.4):

Les boulons subissent un effort de cisaillement  $N_{sd} = 273.39\text{KN}$ .

On choisit des boulons de  $\varnothing = 16\text{ mm}$  de classe 8.8 ( $f_y=275\text{MPa}$ ).

- Détermination de l'épaisseur du plat (CIDECT-Guide de conception Fig. 31 page 43)

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 N_{sd} \gamma_m}{f_{y.p} \pi f_3}}$$

Où :

$$f_3 = \frac{1}{2 K_1} \left( k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4k_1} \right)$$

Tel que :

$\gamma_m$  : Facteur de sécurité ( $\gamma_m = 1.1$ ) ;

- Disposition constructive :

$e_1 = e_2 = 35\text{mm}$ ;  $d_c = 100\text{mm}$ ;  $t_c = 6\text{mm}$ ;

$k_1 = \ln(r_2/r_3)$ ;  $k_3 = k_1 + 2$  ;

$r_1 = (d_c/2) + 2e_1$ ;  $r_2 = (d_c/2) + e_1$ ;  $r_3 = (d_c - t_c)/2$  ;

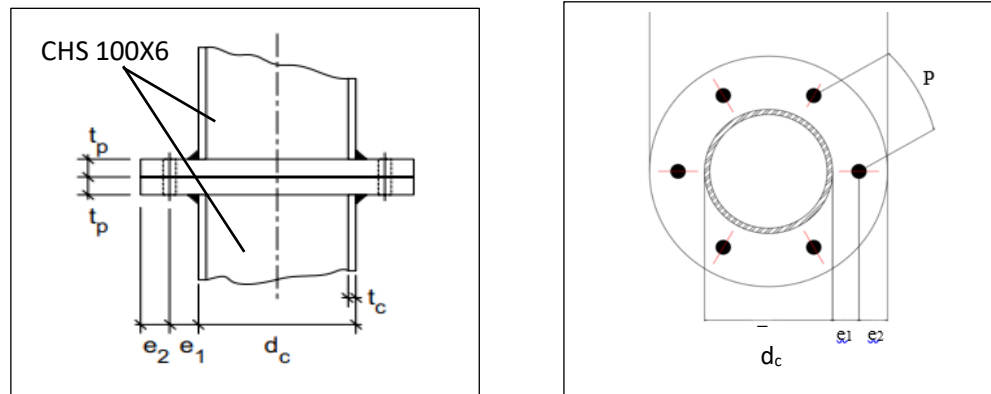


Figure VI.3 : Section circulaire avec avec plaques d'extrémités boulonnées.

$$\left\{ \begin{array}{l} r_1 = (100/2) + 2 \times 35 \rightarrow r_1 = 120\text{mm} ; \\ r_2 = (100/2) + 35 \rightarrow r_2 = 85\text{mm} ; \\ r_3 = (100-6)/2 \rightarrow r_3 = 47\text{mm} ; \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 = \ln(85/47) \rightarrow k_1 = 0.59 \\ k_3 = 0.59 + 2 \rightarrow k_3 = 2.59 \end{array} \right.$$

$$f_3 = \frac{1}{2 \times 0.59} (2.59 + \sqrt{2.59^2 - 4 \times 0.59}) \rightarrow f_3 = 3.96$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times 273.39 \times 10^3 \times 1.1}{275 \times \pi \times 3.96}} \rightarrow t_p \geq 13.26\text{mm}$$

Donc on prend l'épaisseur du plat :  $t_p = 14\text{mm}$ .

- **Détermination de nombre de boulons**

$$n \geq \left[ N_{sd} \left( 1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right) \gamma_m \right] / 0.67 F_{t,Rd}$$

D'où :

$F_{t,Rd}$  : Résistance à la tension du boulon.

$$\text{Tel que : } F_{t,Rd} \leq \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \rightarrow f_{t,Rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 157}{1.25} \rightarrow F_{t,Rd} = 90.432 \text{ KN}$$

$$n \geq \left[ 273390 \left( 1 - \frac{1}{3.96} + \frac{1}{3.96 \ln\left(\frac{120}{85}\right)} \right) 1.1 \right] / 0.67 \times 90432 \rightarrow$$

On prend 6 boulons de  $\phi = 16$  mm.

- **Vérification de la résistance de la platine**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq \frac{t_p^2 f_y \pi f_3}{2 \gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 273.39 \text{ kn} \leq \frac{14^2 \times 275 \times \pi \times 3.96}{2 \times 1} 10^{-3} = 335.28 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de la résistance des Boulons**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq \frac{n \times f_{t,Rd}}{\left( 1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \times \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right) \gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 273.39 \text{ KN} \leq \frac{6 \times 90432}{1.63} = 333.34 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification du groupe des boulons**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq n F_{t,Rd}$

$$N_{sd} = 273.39 \text{ KN} \leq 6 \times 90.43 = 542.58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

## B - Vérification de la Résistance à la soudure

- **Vérification du cordon de soudure**

On choisit une épaisseur de  $a = 5$  mm ( $f_y = 275$  MPa)

$$N_{sd} \leq \pi d_c a \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}}$$

$$N_{sd} = 273.39 \text{ KN} \leq \pi \times 100 \times 5 \times \frac{430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.25} = 367.03 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

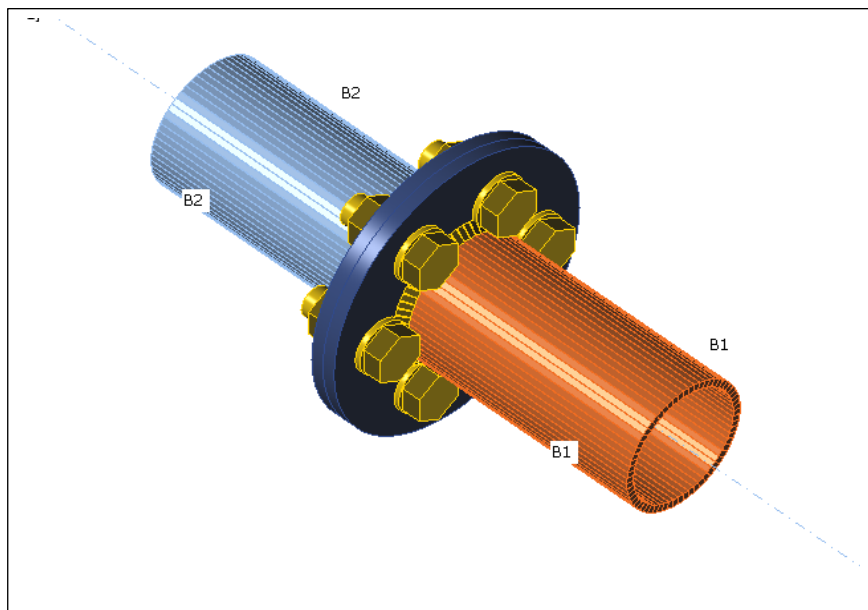


Figure VI.4 : Model 3D de l'assemblage membrure-membrure.

### VI.3.2 : Assemblage des contreventements (Rod $\phi$ 20mm) – membrures de la ferme (CHS $\phi$ 100x6mm) et la panne IPE160

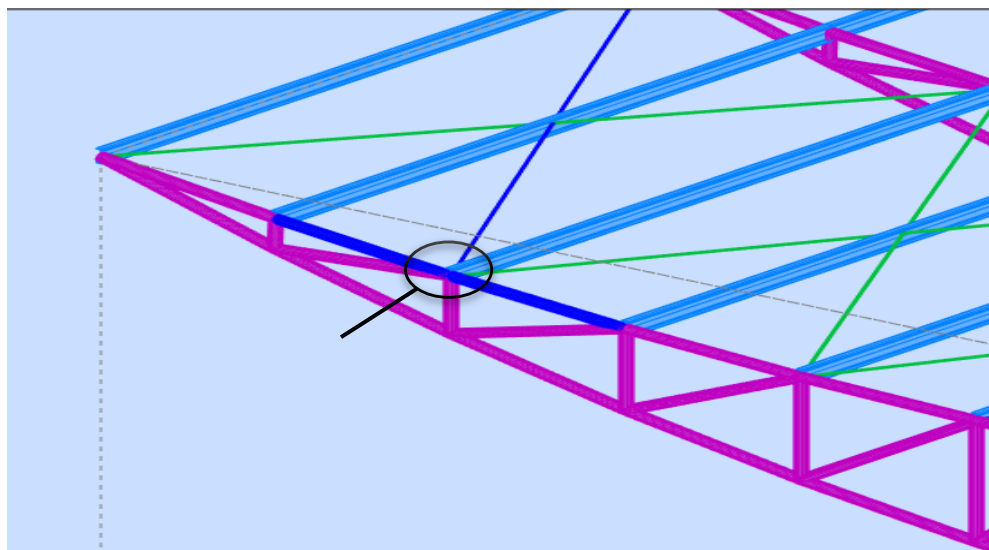


Figure VI.5 : L'assemblage : contreventements- membrure – Panne.

Les vérifications vont être conformes à la norme (EN 1993-1-8 tab 3.4):

#### A – Calcul de l'assemblage boulonné

Les boulons utilisés sont de type HR diamètre  $d = 16$  mm et de class 8.8 ( $f_y = 275$  MPa.)

Pour notre calcul on prend le cas le plus défavorable (boulon B6) :

➤ **Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)**

On doit vérifier que :  $F_{t.Rd} = \frac{K_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}} \geq F_{t.Ed}$

D'où:

$$K_2 = 0.9$$

$A_s$  : Zone d'effort de traction du boulon = 157 mm<sup>2</sup> .

$\gamma_{m2}$  : Facteur de sécurité

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 157}{1.25} = 90.4 \geq F_{t.Ed} = 14.8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

➤ **Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)**

On doit vérifier que :  $B_{P.Rd} = \frac{0.6 \pi d_m f_u t_p}{\gamma_{m2}} \geq F_{t.Ed}$ .

D'où :

$B_{P.Rd}$  : Résistance au cisaillement par poinçonnement.

$d_m$  : Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue ( $d_m = 25$  mm).

$t_p$  : épaisseur du plat ( $t_p = 8$ mm).

$f_u$  : Effort ultime ( $f_u = 430$  MPa).

$$B_{P.Rd} = \frac{0.6 \pi \times 25 \times 430 \times 8}{1.25} = 129.7 \text{ KN} \geq F_t = 14.8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement**

On doit vérifier que :  $F_{v.Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}} \geq V$

D'où :

$F_{v.Rd}$  : Résistance au cisaillement du boulon.

$V$  : Résultante des efforts de cisaillement du boulon.

$\beta_b$  : Facteur de réduction ( $\beta_b = 1$ ).

$\alpha_v$  : Facteur de réduction ( $\alpha_v = 0.6$ ).

$$F_{v.Rd} = \frac{1 \times 0.6 \times 800 \times 157}{1.25} = 60.3 \text{ KN} \geq F_{v.sd} = 51 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

➤ **Vérification de la résistance à la pression diamétrale**

On doit vérifier que :  $F_{b.Rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma m_2} \geq F_{v.sd}$

D'où :

$K_1$  : Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge ( $K_1 = 1.4$ ).

$\alpha_b$  : Facteur ( $\alpha_b = 1$ ).

$$F_{b.Rd} = \frac{1.4 \times 1 \times 430 \times 16 \times 8}{1.25} = 62.1 \text{ MPa} \geq F_{v.sd} = 51 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

➤ **Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)**

$$U_{tt} = \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 F_{t.Rd}} = 96.3 \%$$

➤ **Utilisation en tension**

$$U_{t_t} = \frac{F_{t.Ed}}{\min(F_{t.Rd}; B_{p.Rd})} = 16.4\%$$

➤ **Utilisation en cisaillement**

$$U_{t_c} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v.Rd}; F_{b.Rd})} = 84.6 \%$$

**B - Vérification de la Résistance à la soudure**

On doit vérifier que :  $\sigma_{w.Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma m_2} \geq \sigma_{w.Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^2$ .

D'ou :

$\sigma_{w.Rd}$  : Résistance aux contraintes équivalentes.

$\sigma_{w.Ed}$  : Contrainte équivalente.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1. ( $\beta_w = 0.85$ ).

$\sigma_{\perp}$  : Contrainte perpendiculaire ( $\sigma_{\perp} = 0.6 \text{ MPa}$ ).

$\tau_{\perp}$  : Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure ( $\tau_{\perp} = 10$ ).

$\tau_{\parallel}$  : Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure ( $\tau_{\parallel} = 228.9$ ).

$$\sigma_{w.Rd} = \frac{430}{0.85 \times 1.25} = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w.Ed} = [0.6^2 + 3(10^2 + 228.9^2)]^2 = 396.8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK.}$$



On doit vérifier aussi :  $\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{m2} \geq |\sigma_{\perp}|$ .

D'où :

$\sigma_{\perp,Rd}$  : Résistance de contrainte perpendiculaire.

$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 \times 430 / 1.25 = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 0.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK.}$

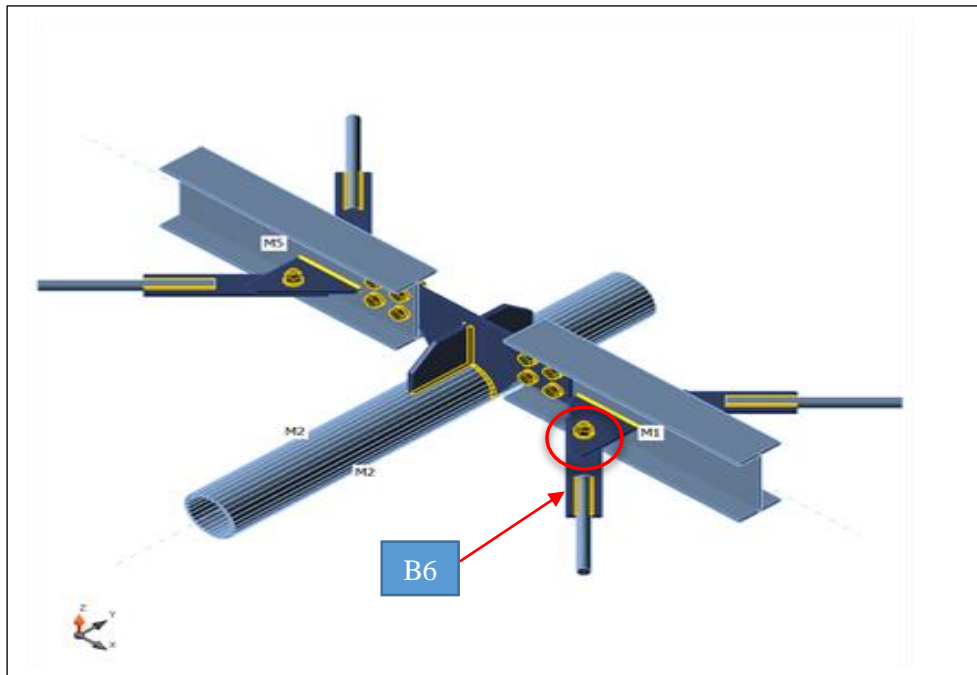


Figure VI.6 : Model 3D de l'assemblage CV-Membrure-Panne.

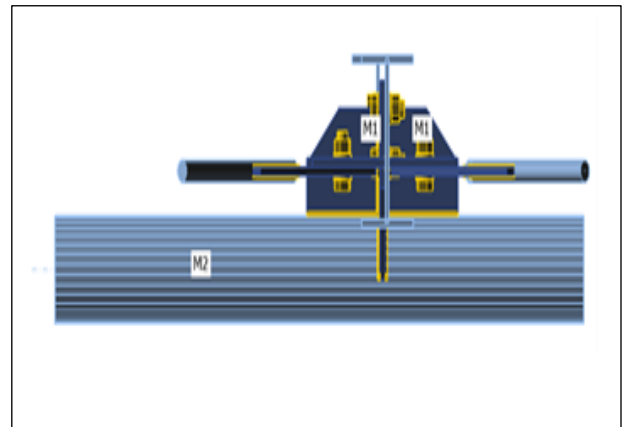
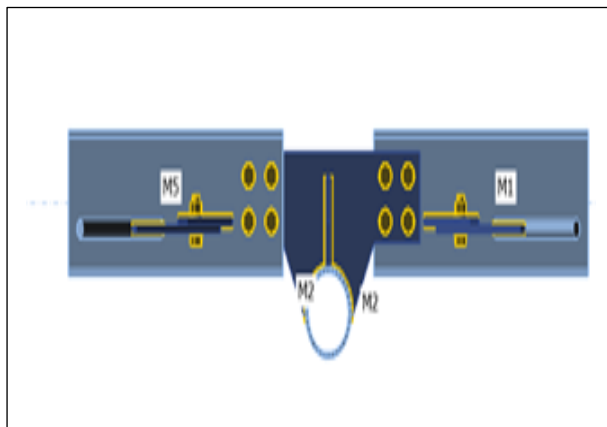


Figure VI.7 : Détail de l'assemblage CV – membre – panne.

### VI.3.3. Assemblage de l'articulation du poteau à treillis (PIN support)

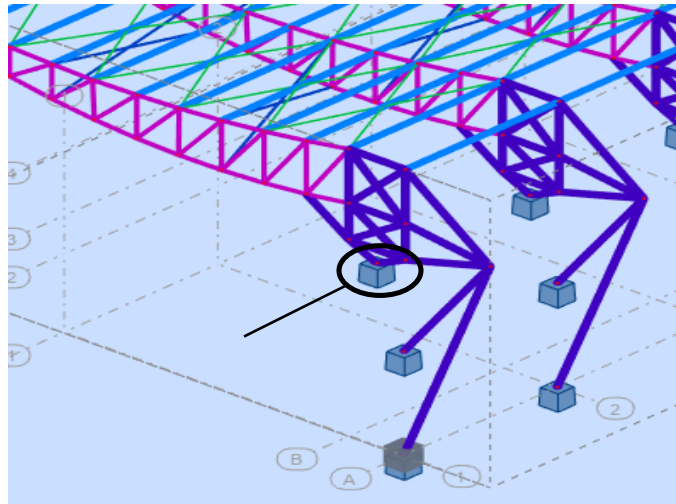


Figure VI.8 : Assemblage de l'articulation du poteau à treillis.

#### VI.3.3.1. Données de l'appui

- **Tige**  $\begin{cases} f_y = 360 \text{ N/mm}^2 \\ f_u = 510 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$
- **Plats**  
 $16 < t \leq 40 \text{ mm} \rightarrow t = 25 \text{ mm} \rightarrow f_y = 345 \text{ N/mm}^2 ; f_u = 470 \text{ N/mm}^2 ; f_{cu} = 25 \text{ N/mm}^2$   
 (contrainte admissible)
- **Soudure**

$f_u \text{ N/mm}^2$	$\beta_w$	$\gamma_m$	$f_{v.wd} \text{ N/mm}^2$	Dmin(mm)	Dh(mm)	L(mm)
470	0.9	1.25	241	30	33	400

Tableau VI.1 : Récapitulations des données relatives à la soudure.

- **Géométrie de l'appui :**  
 Épaisseur du plat 1  $t_1 = 25 \text{ mm}$   
 Épaisseur du plat 2  $t_2 = 25 \text{ mm}$   
 Diamètre de la tige  $D = 60 \text{ mm}$   
 Pince ext  $e = 70 \text{ mm}$   
 Distance entre plat 1 et plat 2  $c = 5 \text{ mm}$

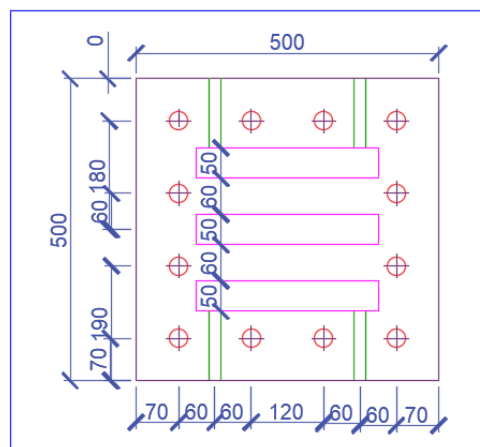


Figure VI.9 : La géométrie de l'appui.

- **Géométrie de la platine de base**

$T_p = 30 \text{ mm}$  ; Longueur  $L_B = 500 \text{ mm}$  ; Largeur  $W_b = 500 \text{ mm}$

### VI.3.3.3. Vérification de la résistance

➤ **Les efforts (effort axial max)**

Effort axial horizontale :  $F_x = 36.2 \text{ KN}$

Effort tranchant (horizontale) :  $F_y = 12.84 \text{ KN}$

Effort tranchant (verticale) :  $F_z = 158 \text{ KN}$

$M_y = 31 \text{ KN.m}$  ;  $T = 9.89 \text{ KN.m}$

➤ **Résistance au cisaillement**

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = 180 \text{ KN}$$

➤ **Résistance à la traction**

$$F_{t,rd} = \frac{k2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = 323 \text{ KN}$$

#### 1. Résistance de la tige

- Distance entre plat 1  $\rightarrow d = \frac{t1+t2+2c}{2} = 30 \text{ mm}$
- Effort due a la torsion  $\rightarrow F_{y,add} = \frac{T}{d} = 329.68 \text{ KN}$
- Cisaillement due au moment  $\rightarrow F_{z,add} = \frac{M_y}{d} = 1033 \text{ Kn}$
- Force de cisaillement pour chaque plat  $\rightarrow V = ((F_y + F_{y,add})^2 + F_z + F_{z,add})^2)^{0.5}$   
 $\rightarrow V = 1162 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,Ed} = V = 581 \text{ kn} \\ A = \frac{\pi d^2}{4} = 2826 \text{ mm}^2 \\ \gamma_{m2} = 1.25 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = 691.8 \text{ KN} \\ F_{v,Ed} < F_{v,rd} \dots\dots\dots \text{OK} \end{array} \right.$$

#### 2. Résistance max de la tige et le plat

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{m0} = 1 \\ t = \min(2 t1, 3 t2) = 50 \text{ mm} \\ f_y = 315 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} F_{b,rd} = \frac{1.5 \times t \times f_y \times D}{\gamma_{m0}} = 14.17.5 \text{ KN} \\ F_{v,Ed} < F_{b,rd} \dots\dots \text{OK} \end{array} \right.$$

**3. Moment résistant de la tige**

$$M_{ed} = \frac{V \times (2 t_1 + 3 t_2 + 4c)}{24} = 3.51 \text{ kn.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{el} = \frac{\pi \times D^3}{32} = 21195 \text{ mm}^3 \\ \gamma_{m0} = 1 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{rd} = \frac{1.5 \times w_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 11.45 \text{ KN.m} \\ M_{Ed} < M_{rd} \dots\dots\dots \text{OK} \end{array} \right.$$

**4. Résistance max (moment - effort tranchant)**

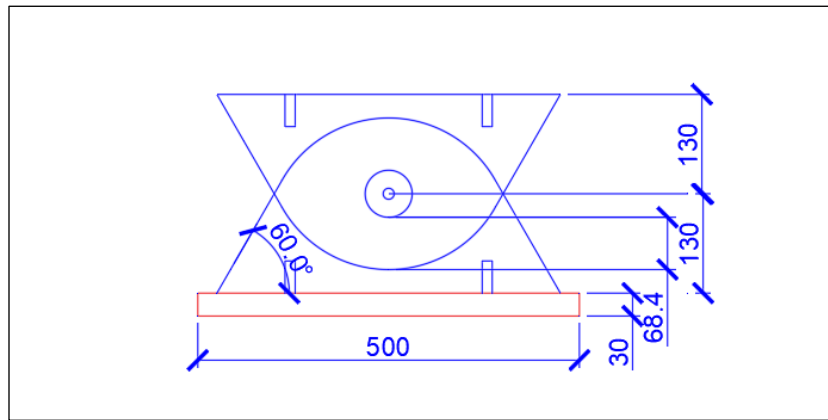
$$\left(\frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,ed}}{F_{r,ed}}\right)^2 = 0.8 < 1 \dots\dots \text{ok}$$

Disposition constructive concernant le plat 1

$$a_{min} = 40.07 ; c_{min} = 20.07.$$

**5. Vérification de la résistance des plats de la tige 1**

$$t_1 = 25(\text{mm}); \quad L_1 = 450(\text{mm}); \quad \theta = 1.05(\text{rad}); \quad h_1 = 130\text{mm}$$



**Figure VI.10 :** Vu en plan de l'appui.

$$\text{Distance entre les plats 1} \rightarrow d = \frac{t_1 + t_2 + 2c}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Effort tranchant due à la traction} \rightarrow V_T = \frac{T}{d} = 329.67 \text{ KN}$$

$$\text{Effort axial due au moment} \rightarrow F_{m, y} = \frac{M_y}{d} = 1033 \text{ Kn}$$

$$\text{Force axiale (2 plat)} \rightarrow F_{z1} = F_{z2} + F_{m_y} = 1112.33 \text{ Kn}$$

$$\text{Effort tranchant (2 plat)} \rightarrow V_{y1} = \frac{F_y}{2} + V_t = 336.9 \text{ Kn}$$

Effort tranchant (2 plat )  $\rightarrow V_{x1} = \frac{Fx}{2} = 18.11 \text{ Kn}$

Moment dans le sens major du plat 1  $\rightarrow M_{x,1} = V_{y,1} \times h_1 = 43.69 \text{ Kn.m}$

Moment dans le sens mineur du plat 1  $\rightarrow M_{y,1} = V_{x,1} \times h_1 + \frac{My}{2} = 17.85 \text{ Kn.m}$

Avec :  $A_1 = t_1 \times l_1 = 11250 \text{ mm}^2$  et  $\gamma_{m0} = 1$

### ➤ Résistance a l'effort axial du plat 1

$$N_{rd1} = \frac{A_1 \times F_y}{\gamma_{m0}} = 3256.25 \text{ KN}$$

- Moment plastique du plat 1 majeur 1 (avec raidisseur)  $\rightarrow W_{PL,rd1} = 18413239 \text{ mm}^3$
- Moment plastique du plat 1 mineur 1 (avec raidisseur)  $\rightarrow W_{PL,rd2} = 4150054 \text{ mm}^3$
- Moment résistante majeur du plat 1  $\rightarrow M_{c,rd1} = \frac{w_{pl,rd1} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 5984.30 \text{ kn.m}$
- Moment résistante mineur du plat 1  $\rightarrow M_{c,rd2} = \frac{w_{pl,rd2} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 1348.77 \text{ kn.m}$
- Effort tranchant résistant minimal du plat 1  $\rightarrow V_{c,rd1} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 2110.94 \text{ kn}$

$$\frac{F_1}{N_{rd1}} + \frac{M_{x1}}{M_{c,rd1}} + \frac{M_{y1}}{M_{c,rd2}} + \left(\frac{V_{x1}}{V_{c,rd1}}\right)^2 + \left(\frac{V_{y1}}{V_{c,rd1}}\right)^2 = 0.35 < 1 \rightarrow \dots\dots\dots \text{OK}$$

### • Vérification de la soudure du plat 1 de la tige

Soudures bout à bout à pleine pénétration :

Il convient de prendre la résistance de calcul d'une soudure bout à bout à pleine pénétration égale à la résistance de calcul de la plus faible des pièces assemblées, à condition que la soudure soit réalisée au moyen d'un métal d'apport qui permette d'obtenir des éprouvettes de traction entièrement soudées possédant une limite d'élasticité et une résistance à la traction minimale au moins égales à celles spécifiées pour le métal de base.

### • Disposition constructive concernant le plat 2

$$a_{min} = 40.01 ; c_{min} = 20.01$$

### 6. Vérification de la résistance des plats de la tiges 2

$$t_2 = 95 \text{ mm} ; L_2 = 750 \text{ mm} ; h_2 = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Distance entre les plats} \rightarrow d = 2 t_1 + 2 t_2 + 4 c = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Effort tranchant due à la torsion} \rightarrow V_T = \frac{T}{d p_{11}} = 82.42 \text{ KN}$$

$$\text{Effort axial due au moment} \rightarrow F_{m,y} = \frac{My}{dp_{11}} = 258 \text{ Kn}$$

$$\text{Force axiale} \rightarrow F_2 = \frac{Fz}{3} + F_{m,y} = 311 \text{ mm}$$

$$\text{Effort tranchant} \rightarrow V_{x2} = \frac{Fx}{3} = 12.1 \text{ Kn}$$

$$\text{Effort tranchant} \rightarrow V_{y2} = \frac{Fy}{3} + V_t = 86.7 \text{ Kn}$$

$$\text{Moment dans le sens major du plat 2} \rightarrow M_{x2} = V_{y2} \times h_2 = 22.54 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Moment dans le sens mineur du plat 2} \rightarrow M_{y2} = V_{x2} \times h_2 = 13.47 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Avec : } A_2 = t_2 \times l_2 = 71250 \text{ mm}^2 ; \gamma_{m0} = 1$$

$$\text{Résistance à l'effort axial du plat 1} \rightarrow N_{rd2} = \frac{A_2 \times F_y}{\gamma_{m0}} = 23156.25 \text{ KN}$$

$$\text{Moment plastique du plat 2 majeur 2} \rightarrow W_{PL,rd3} = 13359375 \text{ mm}^3$$

$$\text{Moment plastique du plat 2 mineur} \rightarrow W_{PL,rd3} = 1692187.5 \text{ mm}^3$$

$$\text{Moment résistante majeur du plat 2} \rightarrow M_{c,rd3} = \frac{w_{pl,rd3} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 4341.80 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment résistante mineur du plat 2} \rightarrow M_{c,rd4} = \frac{w_{pl,rd4} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 549.96 \text{ kn.m}$$

$$\text{Résistance au cisaillement du plat 1} \rightarrow V_{c,rd2} = \frac{A_2 \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 13369.27 \text{ kn}$$

$$\frac{F_2}{N_{rd2}} + \frac{M_{x2}}{M_{c,rd3}} + \frac{M_{y2}}{M_{c,rd4}} + \left(\frac{V_{x2}}{V_{c,rd2}}\right)^2 + \left(\frac{V_{y2}}{V_{c,rd2}}\right)^2 = 1 < 0.04 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- **Vérification de la soudure du plat 2 de la tige**

Soudures bout à bout à pleine pénétration :

Il convient de prendre la résistance de calcul d'une soudure bout à bout à pleine pénétration égale à la résistance de calcul de la plus faible des pièces assemblées, à condition que la soudure soit réalisée au moyen d'un métal d'apport qui permette d'obtenir des éprouvettes de traction entièrement soudées possédant une limite d'élasticité et une résistance à la traction minimale au moins égales à celles spécifiées pour le métal de base.

## 7. Vérification des tiges d'ancrage

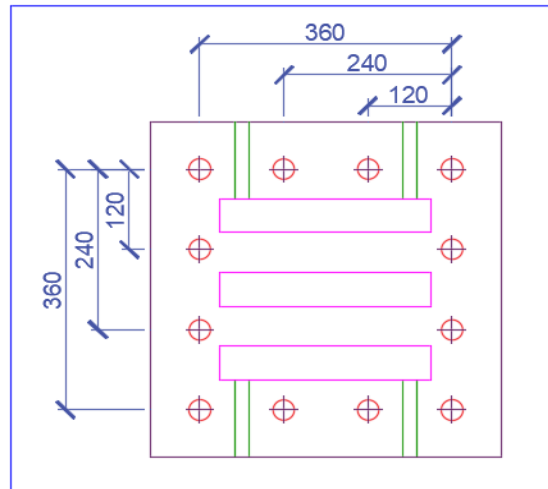


Figure VI.11 : espacements entre boulons.

SN	Nbr de boulons $n_i$	$h_{xi}$	$h_{xi}^2$	$n_i \times h_{xi}^2$
1	4	360	129600	518400
2	2	240	57600	115200
3	2	120	14400	28800
4	4	0	0	0
$\Sigma n_i$	12		$\Sigma n_i \cdot h_{xi}^2$	662400

Tableau VI.2 : espacement entre boulons dans le sens x-x.

SN	Nbr de boulons $n_i$	$h_{yi}$	$h_{yi}^2$	$n_i \times h_{yi}^2$
1	4	360	129600	518400
2	2	240	57600	115200
3	2	120	14400	28800
4	4	0	0	0
$\Sigma n_i$	12		$\Sigma n_i \cdot h_{yi}^2$	662400

Tableau VI.3 : espacement entre boulons dans le sens y-y.

## 1) Les boulons en traction

- Les boulons en traction due au moment  $M_x$ ,

Moment additionnelle  $\rightarrow M_{x,add} = F_y \times h_2 = 3.3384 \text{ Kn.m}$

$$\left[ \begin{array}{l} h_{x1} = 360\text{mm} \\ N_{ty1} = 1.8 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Les boulons en traction due au moment  $M_y$ ,

- Moment additionnelle  $\rightarrow M_{y,add} = F_x \times h_2 = 9 \text{ Kn.m}$

La somme des moments  $M_{y,tot} = M_{y,add} + M_y = 40 \text{ Kn.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{y1} = 360\text{mm} \\ N_{tx1} = 22.0 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Boulon en compression sous  $F_z \rightarrow N_c = \frac{F_z}{\sum n_i} = 13.2\text{Kn}$

Somme des efforts de traction  $\rightarrow N_{ty} = N_c - N_{ty1} = 11.4 \text{ Kn}$  "compression "

$\rightarrow A_s, N_t > 0 \rightarrow$  boulons en compression

$\rightarrow N_{tx} = N_c - N_{tx1} = -8.8 \text{ Kn}$  " tension "

$$N_{ty} > N_{trd} \dots \dots \dots \text{OK}$$

## 2) Cisaillement des boulons

$$F_{sdx} = \frac{Fx}{n} = 3.0 \text{ Kn} \quad ; \quad F_{sdy} = \frac{Fy}{n} = 1.1 \text{ Kn} \quad ; \quad F_{sdT} = 2.1 \text{ Kn}$$

$$d_1 = 267.5 \text{ mm} ; d_2 = 306.7 \text{ mm} ; d_3 = 401.9 \text{ mm} ; d_4 = 523.5 \text{ mm} ; d_5 = 458.9\text{mm}$$

$$F_{sd} = \frac{F_{sdx}^2 + F_{sdy}^2 + F_{sdT}^2}{2} = 3.8\text{Kn}$$

$$F_{vrd} > F_{sd} \dots \dots \text{OK}$$

## 3) Adhérence avec le béton

L'adhérence pour chaque boulon :

Max diamètre de l'écrous :  $D_n = 50 \text{ mm}$

Périmètre du poinçonnement :  $P = \pi \times (D_n + 2 \times 1.5L) = 3925\text{mm}$

Résistance au cisaillement du béton :  $f_v = \frac{Nt}{(P \times L)} = 0.01 \text{ N/mm}^2$

Cisaillement max selon la classe du béton :  $V_c = 0.35 \text{ N/mm}^2$

$$f_v = 0.01\text{MPa} < V_c = 0.35 \text{ MPa}$$

## 4) Vérification de l'épaisseur de la platine

Moment principale de vérification :

$$M = 0.6f_{cu} \times L_p \times (h - \frac{x}{2}) - F_z (h - \frac{hp}{2}) \quad \text{avec } (h = 430\text{mm})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.3 \times f_{cu} \times L_b = 3750 x^2 \\ b = -0.6 \times f_{cu} \times L_b h = -3225000 x \\ c = F_z \times (h - 0.5W_b) + M_y + F_x h_2 = 68857200 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = 838 \text{ mm} \\ x_2 = 22 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow x = \min(x_1, x_2) = 22\text{mm}$$



- **Partie soumise à la compression**

Partie en porte-à-faux :  $L = 90 \text{ mm}$

Moment due à l'effort de cisaillement du bloc en mm  $M_C$  :

$$M_C = 0.6f_{cu} \times x \times (L - 0.5x) = 46861 \text{ N.mm}$$

Epaisseur de la platine :  $t_{1,Rd} = \left(\frac{4M_C}{f_y}\right)^{0.5} = 24 \text{ mm}$

$$t_p \geq t_{1,rd} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- **Résistance de la partie tendue**

Partie en porte-à-faux :  $L = 90 \text{ mm}$

$$\rightarrow m = L - K = 20 \text{ mm}$$

Pince d'extrémité :  $K = 70 \text{ mm}$

$$C = 0.6f_{cu} \times h_p \times x = 164 \text{ Kn}$$

$$\rightarrow T = F3 - C = -6 \text{ KN}$$

$$F3 = 158 \text{ Kn}$$

Effort dans les tiges T  $\rightarrow m_t = 126383.8676 \text{ N.mm}$

Epaisseur de la platine  $t_{1,Rd} = \left(\frac{4m_c}{f_y} / L_b\right)^{0.5} = 2.40 \text{ mm}$

Epaisseur minimale à prévoir  $t_{p,min} = 24 \text{ mm}$

$$T_p > T_{Pmin} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- **Vérification des raidisseurs :**

Epaisseur du raidisseur plate  $t_s = 30 \text{ mm}$

Hauteur du raidisseur  $H_s = 100 \text{ mm}$

Résistance au cisaillement du raidisseur partie en compression  $\rightarrow$

$$V_{s,Rd} = \frac{0.6 \times f_u \times t_s \times H_s}{\gamma_{m2}} = 676.80 \text{ kn}$$

- **Partie en compression :**

Aire de la partie 1  $A1 = 24735 \text{ mm}^2$

Aire de la partie 2  $A2 = 40530 \text{ mm}^2$

Supposant que le raidisseur résiste à l'effort transmit par un demi de la section de la platine:

$$\text{Effort tranchant du raidisseur 1} \rightarrow V1 = \frac{0.6 \times f_{cu} \times (A1 + A2)}{2} = 489.49 \text{ KN}$$

Effort tranchant du raidisseur 2  $\rightarrow V_2 = 0.6 \times f_{up} \times A_2 = 607.95 \text{ KN}$

$$V_{s,rd} > V_1 = 489.49 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ OK}$$

$$V_{s,rd} > V_2 = 607.95 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ OK}$$

- **Partie tendue :**

Effort tranchant du raidisseur 3  $\rightarrow V_3 = 2.5 \times N_t = 31.60 \text{ KN}$

$$V_{s,rd} > V_3 = 28.38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 5 Vérification de la soudure au niveau des raidisseurs avec la platine

Selon l'article 7.4.1 de l'Eurocode 3 1-8 2005, on n'a pas à vérifier cette soudure.

### 6 Résumé de l'assemblage

Diamètre de la tige D1 =	60 mm
Epaisseur du plat 1 t1 =	25 mm
Epaisseur du plat 2 t2 =	25mm
Epaisseur de la platine tp =	30mm
La longueur de la platine Lb =	500 mm
La largeur de la platine Wb =	500 mm
Longueur de la tige d'ancrage L=	400 mm

**Tableau VI.4 :** résumé de l'assemblage de l'appui.



**Figure VI.12 :** Photo réel de l'appui (PIN JOINT).

# CHAPITRE VII

## Ferraillage des éléments principaux

## VII. Ferrailage des éléments principaux

### VII.1. Introduction

Après l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure porteuse du bâtiment étudié (poteaux, poutres et voiles), vient le calcul du ferrailage. Ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (CBA93, BAEL91 et RPA99/2003). Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

### VII.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

#### VII.2.1. Combinaison spécifique de calcul

- Combinaisons fondamentales : BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots(ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots(ELS) \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles : RPA 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$
- $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$
- $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$  pour la combinaison  $0,8G \pm E$

- **Recommandations selon « RPA99 version 2003 »**

D'après le "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:

$$- \quad 0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$- \quad 0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [cm<sup>2</sup>].

- Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est  $50\varnothing$  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.2.3. Présentation des résultats

#### ➤ Situation durable

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

#### ➤ ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) :

Sections	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1 (45x45)	-1291.12	5.81	SEC	0	0	18.22
Pot2 (30x30)	-186.88	-0.08	SEC	0	0	8.1

**Tableau VII.1** : Ferrailage des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

#### ➤ ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :

Sections	$M^{\max}$ (kNm)	$N^{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1 (45x45)	-11.69	-1271.97	SEC	0	0	18.22
Pot2 (30x30)	1.76	-165.26	SEC	0	0	8.1

**Tableau VII.2**: Ferrailage des poteaux situation durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

#### ➤ Situation accidentelle 1

- Combinaison : G+Q±E

#### ➤ ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) :

Sections	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1 (45x45)	-1155.03	3.06	SPC	0	0	18.22
Pot2 (30x30)	-320.54	-17.93	SPC	0	3.92	8.1

**Tableau VII.3** : Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

#### ➤ ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :

Sections	$M^{\max}$ (kNm)	$N^{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1 (45x45)	-103.71	-466.35	SPC	0	0.69	18.22
Pot2 (30x30)	22.91	75.26	SPC	0	1.19	8.1

**Tableau VII.4** : Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

➤ **Situation accidentelle 2**

- Combinaison : 0,8G±E

➤  $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$  :

Sections		$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1	(45x45)	-791.81	3.51	SPC	0	0	18.22
Pot2	(30x30)	-301.30	-17.89	SPC	0	0	8.1

**Tableau VII.5 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).➤  $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$  :

Sections		$M^{\max}$ (kNm)	$N^{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1	(45x45)	-103.26	-374.79	SPC	0	1.75	18.22
Pot2	(30x30)	22.90	96.35	SPC	-	0.91	8.1

**Tableau VII.6:** Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).➤  $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$  :

Sections		$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1	(45x45)	-315.13	42.89	SPC	0	0	18.22
Pot2	(30x30)	-444.2	-20.57	SPC	-	0	8.1

**Tableau VII.7:** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M^{\text{corr}}, N^{\min}$ ).**VII.2.4. Choix des armatures**

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Sections		$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ Z.R (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ Z.C (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures		$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot1	(45x45)	1.75/Face	18.22	150	81	Face	4T14	6.16
						Total	12T14	18.47
Pot2	(30x30)	3.92/Face	8.1	54	36	Face	3T12	3.39
						Total	8T12	9.05

**Tableau VII.8 :** Choix des armatures des poteaux.**VII.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}, N_{\text{ser}}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton**  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$
- **Acier** C.B.A 93 (PAGE 33)
  - Fissuration peu nuisible → Pas de vérification.
  - Fissuration préjudiciable →  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$ .

$$\text{- Fissuration très préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

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)	$N_{\text{ser}}$ (kN)	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Pot1	45x45	-929.7	4.24	SEC	56.3	201,64	3.78	15	OK
Pot2	30x30	-135.8	-0.07	SEC	17.7	201,64	1.2	15	OK

**Tableau VII.9 :** Vérification des contraintes pour les poteaux  $(N^{\text{max}}, M^{\text{corr}})$  .

- $(M^{\text{max}}, N^{\text{corr}})$

Poteau	Section (cm)	$N_{\text{ser}}$ (kN)	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Pot1	45x45	-915.5	-8.51	SEC	57.8	201,64	3.9	15	OK
Pot2	30x30	-119.9	1.27	SEC	17.5	201,64	1.2	15	OK

• **Tableau VII.10:** Vérification des contraintes pour les poteaux  $(M^{\text{max}}, N^{\text{corr}})$ .

### VII.2.6. Vérification de l'effort tranchant

#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : 
$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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.

$\tau_u$  : 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"

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon le " RPA 99 version 2003"

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075 \rightarrow$  si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040 \rightarrow$  si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élanement du poteau  $\rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i}$

$L_f$ : Longueur de flambement.

$i$ : Rayon de giration  $\rightarrow \left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

$I$ : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$ : Section du poteau.

Poteau	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
Pot1	(45x45)	4.9	0.0043	19.23	0,075	2.06	2.5	OK
Pot2	(30x30)	2.9	0.004	28.86	0,075	2.06	2.5	OK

**Tableau VII.11:** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

### VII.2.7. Ferrailage 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

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$A_t$ : Section d'armatures transversales.

$b$ : Largeur de la section droite.

$h$ : Hauteur de la section droite.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003  $\rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$

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.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\lambda_g$  : Espacement géométrique

$$\rho_a = 2,5 \quad \rightarrow \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \rightarrow \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \quad \rightarrow \quad \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement 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  $f_c = 400\text{MPa}$  (FeE40).

Les tableaux suivants rassemblent tous les résultats concernant les armatures transversales dans les poteaux:

Poteau	Section (cm)	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Pot 1	(45x45)	12T14	14	10	15
Pot 2	(30x30)	8T12	12	10	15

**Tableau VII.12 :** Espacements maximaux selon RPA99 version 2003 pour les poteaux.

Poteau	Section cm	$L_f$ (m)	$\lambda_g$ (%)	$\rho_a$	$T_u^{\max}$ (kN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Pot 1	45x45	2.49	5.53	2.5	4.9	N	10	0.157	6T8	3.02
						C	15	0.102	6T8	3.02
Pot2	30x30	2.49	8.3	2.5	2.9	N	10	0.07	4T8	2.01
						C	15	0.10	4T8	2.01

**Tableau VII .13:** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

### VII.2.8. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $L_r = 50\phi_l$  en zone III ,

Pour : T14  $\rightarrow$   $L_r = 70$  cm et T12  $\rightarrow$   $L_r = 60$  cm.

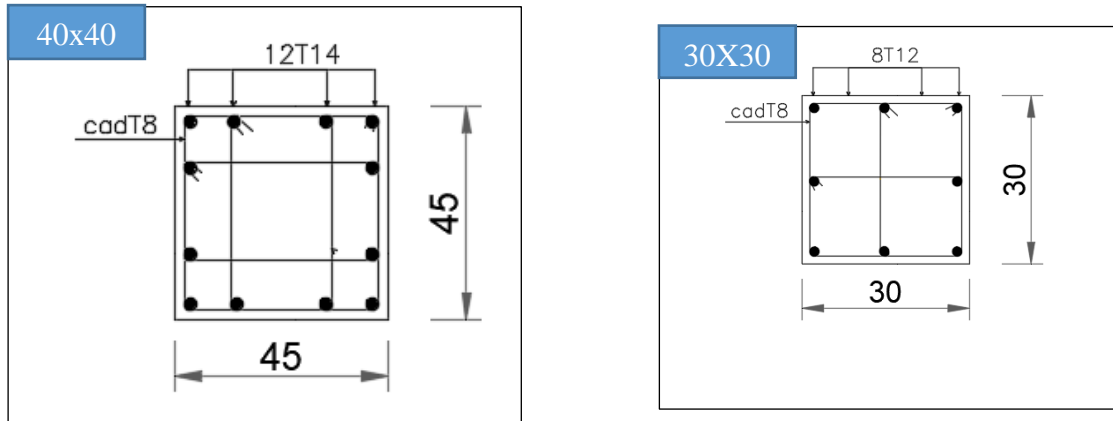


Figure VII.1 : Schéma de ferrailage du poteau 45x45 et 30x30.

### VII.3. Ferrailage des poutres

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 composée, On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelle :  $\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$

- **Recommandation de l'RPA99 version 2003**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 St \cdot L$

L: longueur de la poutre.

$S_t$ : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4} ; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{2} \right] \text{ (Zone courante).}$$

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations (situation durable et accidentelle).

### VII.3.1. Présentation des résultats

Les poutres sont ferrillées par le logiciel SOCOTEC (situation durable ou accidentelle). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons.

#### A. Poutres porteuses

Poutres du placher	Sections Des Poutres	Zone	Poutres principales					
			1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E		
			$M_u^{\max}$	$A_s$	$A'_s$	$M_u^{\max}$	$A_s$	$A'_s$
Niveau1	40x80	appui	-63.39	0	2,22	-101.69	0	3,56
		travée	41.094	1,43	0	87.52	2,64	0
Niveau2	40x80	appui	-160.91	0	5,69	-152.14	0	5.38
		travée	57.24	2	0	77.19	2,7	0
Niveau3	40x80	appui	-303.38	0	10,93	-279.90	0	10.05
		travée	216.78	7,72	0	210.08	7.48	0
Niveau4	60x80	appui	-22.43	0	0,78	-18.47	0	0,64
		travée	195.04	6.93	0	159.57	5.65	0

**Tableau VII.14 :** Ferrailage des poutres principales.

**B. Poutres non porteuses**

Poutres du plancher	Sections Des Poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	Poutres secondaires					
			1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E		
			M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Niveau1	30x40	Appui	-24.28	0	1.71	-52	0	3.73
		travée	17.87	1.25	0	33.27	2.36	0
Niveau2	30x40	appui	-21.48	0	1.51	-26.65	0	1.88
		travée	17.87	1.25	0	24.34	1.72	0
Niveau3	30x40	appui	-17.71	0	1.24	-27.04	0	1.91
		travée	17.87	1.25	0	15.76	1.11	0
Niveau4	30x40	appui	-23.26	0	1.64	-30.17	0	2.14
		travée	21.7	1.53	0	22.78	1.6	0

**Tableau VII.15** : Ferrailage des poutres secondaires.**C. Poutres crémaillères**

Poutres du plancher	Sections Des	Zone	Poutres crémaillère					
			1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E		
			M <sub>u</sub> <sup>max</sup>	A <sub>S</sub>	A' <sub>s</sub>	M <sub>u</sub> <sup>max</sup>	A <sub>S</sub>	A' <sub>s</sub>
Niveau2	50x85	Appui	-57.77	0	1.9	-59.24	0	1.95
		travée	38.8	1.27	0	35.41	1.16	0
Niveau3	50x85	appui	-177.13	0	5.87	-157.57	0	5.22
		travée	213.23	7.07	0	205.84	6.84	0

**Tableau VII.16** : Ferrailage des poutres crémaillère.

## VII.3.2. Choix des armatures

## A. Poutres principale

Poutres du plancher	Sections (cm <sup>2</sup> )	Zone	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix barres	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage1	40x80	Appui	-101.26	0	3,56	16	16	6T16	12.06
		Travée	75.46	2.64	0		16	4T16	8.04
Etage2	40x80	Appui	-160.91	0	5.69	16	16	6T16	12.06
		Travée	77.19	2.7	0		16	4T16	8.04
Etage3	40x80	Appui	-303.38	0	10.93	16	16	6T16	12.06
		Travée	216.78	7.72	0		16	4T16	8.04
Etage4	60x80	Appui	-22.43	0	0.78	16	16	6T16	12.06
		Travée	195.04	6.93	0		16	4T16	8.04

Tableau VII.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

## B. Poutres secondaires

Poutres	Sections (cm <sup>2</sup> )	Zone	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix barres	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
Niv1	30x40	Appui	-52	0	3.73	6	6	3T12	3.39
		Travée	33.27	2.36	0		6	3T14	4.62
Niv2	30x40	Appui	-26.65	0	1.88	6	6	3T12	3.39
		Travée	24.34	1.72	0		6	3T14	4.62
Niv3	30x40	Appui	-27.04	0	1.91	6	6	3T12	3.39
		Travée	17.87	1.25	0		6	3T14	4.62
Niv4	30x40	Appui	-30.17	0	2.14	6	6	3T12	3.39
		Travée	22.78	1.6	0		6	3T14	4.62

Tableau VII.18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

## C. Poutres crémaillères

Poutres du plancher	Sections (cm <sup>2</sup> )	Zone	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix barres	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
Niv1	50x85	Appui	-59.24	0	1.95	21.3	21.3	6T16	12.06
		Travée	38.8	1.27	0		21.3	4T20	12.57
Niv2	50x85	Appui	-177.13	0	7.87	21.3	21.3	6T16	12.06
		Travée	213.23	7.07	0		21.3	4T20	12.57

Tableau VII.19 : Choix des armatures pour les poutres crémaillères.

### VII.3.3. Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$ .

poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
PP	40x80	20.1	3.47	Ok
PNP	30x40	8.01	1.304	Ok
PI	50x85	24.63	4.618	Ok

**Tableau VII.20** : Vérification de la condition de non fragilité.

### VII.3.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201,66\text{MPa} \end{cases}$$

➤ **Poutres principales 40x80**

Niv	Position	$M_{ser}$ (kn.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Niv1	Travée	30.12	1.27	15	56.77	201.66	Ok
	Appui	-46.39	-20.67		-50.39		
Niv2	Travée	42.39	1.78	15	79.90	201.66	Ok
	Appui	-115.66	-4.17		-147.84		
Niv3	Travée	156.26	6.56	15	294.53	201.66	No
	Appui	-218.38	-7.87		-279.15		
Niv4	Travée	139.43	3.9	15	175.21	201.66	Ok
	Appui	-15.87	-0.52		-29.48		

**Tableau VII.21** : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.

On remarque que la vérification à l'ELS de la poutre porteuse du 3ème, exactement dans le ferrailage de la travée n'est pas vérifiée, pour cela on a augmenté le nombre d'armatures à 6T16 d'une section de 12.06 cm<sup>2</sup> au lieu de 4T16 d'une section de 8.04 cm<sup>2</sup>:

Niv	Position	$M_{ser}$ (kn.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Niv3	Travée	156.26	5.63	15	199.74	201.66	Ok
	Appui	-218.38	-7.87		-279.15		

**Tableau VII.22** : Vérification de la poutre principale du Niv3 à l'ELS après modifications.

➤ **Poutres secondaires 30x40**

Section	Position	M <sub>ser</sub> (kn.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Niv1	Travée	13.23	2.52	15	88.38	201.66	Ok
	Appui	-17.60	-3.77		-158.09		
Niv2	Travée	13.23	2.52	15	88.38	201.66	Ok
	Appui	-15.62	-3.34		-140.31		
Niv3	Travée	13.23	2.52	15	88.38	201.66	Ok
	Appui	-13.06	-2.8		-117.31		
Niv4	Travée	15.92	3.04	15	106.35	201.66	Ok
	Appui	-17.13	-3.67		-153.87		

**Tableau VII.23** : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

➤ **Poutres crémaillères 50x85**

Section	Position	M <sub>ser</sub> (kn.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Niv1	Travée	28	0.78	15	31.99	201.66	Ok
	Appui	-40.34	-20.15		-47.94		
Niv2	Travée	153.63	4.29	15	175.47	201.66	Ok
	Appui	-127.55	-3.62		-151.59		

**Tableau VII.24** : Vérification des poutres crémaillères à l'ELS.

### VII.3.5. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutre	section	$T_u^{\max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Principale	40x80	167.63	0.58	2.5	Ok
secondaire	30x40	50.57	0.468	2.5	Ok
Crémaillère	50x85	276.72	0.72	2.5	Ok

**Tableau VII.25** : Vérification de la contrainte de cisaillement.

### VII.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

• Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm.} \\ \text{On prend : } \phi_t = 16 \text{ mm.} \end{array}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

section	T <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPA)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
P.P	167.63	0.58	40	19.2	40	10	20	2.4	4T10
P.S	50.57	0.468	36	10	20	10	20	1.8	4T10
P.C	276.72	0.72	40	19.2	42.5	10	20	3	4T10

Tableau VII.26 : Calcul des armatures transversales.

VII.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III).

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

Ø = 16mm.....L<sub>r</sub> = 80 cm.

VII.3.8. 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 = Max (L<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>).



**VII.3.9. Armatures de peau :**

Selon l'article A.7.3 (C.B.A.93) Page 83

la quantité des armatures à considérer :  $A_{s,p} = 3 \text{ cm}^2 \times \text{longueur ml}$

$$A_{s,p} = 3 \times 0.8 \rightarrow A_{s,p} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 2HA12 (1HA12 de part et d'autre) Pour la poutre principale et la poutre crémaillère.

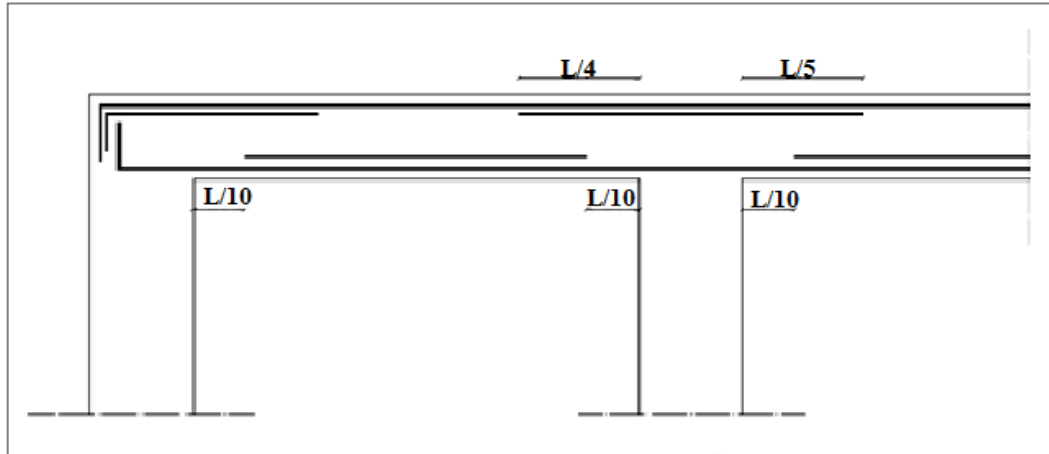
**VII.3.10 Arrêts de barres.**

Figure VII.2. Distance des arrêts de barres.

**VII.3.11. Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Où :

- P.P (40x80):  $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.19 \text{ cm} \rightarrow (L=6.9 \text{ m} > 5\text{m})$ .

- P.N.P (40x30):  $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.1 \text{ cm} \rightarrow (L=6 \text{ m} > 5\text{m})$ .

- P.I (50x85):  $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.41 \text{ cm} \rightarrow (L=9.14 \text{ m} > 5\text{m})$ .

- Calcul de la flèche due aux déformations différées  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$

$$E_i = 32164.195 \quad \text{et} \quad E_v = 10721.398$$

Tous les résultats sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Niveau	Cas	Section	$M_{ser(kn.m)}$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_s (Mpa)$	$\delta$	$\lambda_i$	$\lambda_v$
Niv1	PP	40X80	30.12	8.04	277.5	0.015	1.41	0.56
	P.N.P	30X40	13.23	4.62	212.12	0.01	1.841	0.736
Niv2	P.P	40X80	42.39	8.04	390.54	0.015	1.41	0.564
	P.N.P	30X40	13.23	4.62	212.12	0.01	1.841	0.736
	P.I	50x85	28	12.57	165.002	0.019	1.12	0.451
Niv3	PP	40X80	156.2	12.06	959.4	0.022	0.940	0.376
	P.N.P	30X40	13.23	4.62	212.21	0.011	1.841	0.736
	P.I	50x85	153.63	12.57	905.33	0.019	1.128	0.451
Niv4	PP	60X80	139.43	12.06	856.39	0.015	1.410	0.564
	P.N.P	30X40	15.90	4.62	254.93	0.011	1.841	0.736

Tableau VII .27 : Tableau "1" récapitulatif du calcul de la flèche.

Usag	Cas	$\mu$	$I (cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(cm)$	$f_{ad}(cm)$	Vérif
Niv1	PP	0.80	1791358	1740456	1356278	0.256	0.986	0.073	1.19	Ok
	PNP	0.68	162927	141502	118955.3	1.38	4.93	0.35	1.19	Ok
Niv2	PP	0.85	1791358	1633841	1329241.5	0.048	0.177	0.013	0.488	Ok
	PNP	0.68	162927	141502	118955.3	1.046	3.73	0.269	1.1	Ok
Niv3	PP	0.95	1833703	1061090	1482731	0.272	0.585	0.031	0.488	Ok
	PNP	0.68	162927	79071.9	118955.37	1.873	1.11	0.186	1.11	Ok
	P.I	0.94	2717424	1445377	2094376.4	2.761	5.716	0.295	1.414	Ok
Niv4	PP	0.93	2687037	1277971	1938018	0.122	0.242	0.012	0.380	Ok
	PNP	0.73	162927	76320.8	116429.9	2.332	4.585	0.225	1.11	Ok

Tableau VII.28 : Tableau "2" récapitulatif du calcul de la flèche.

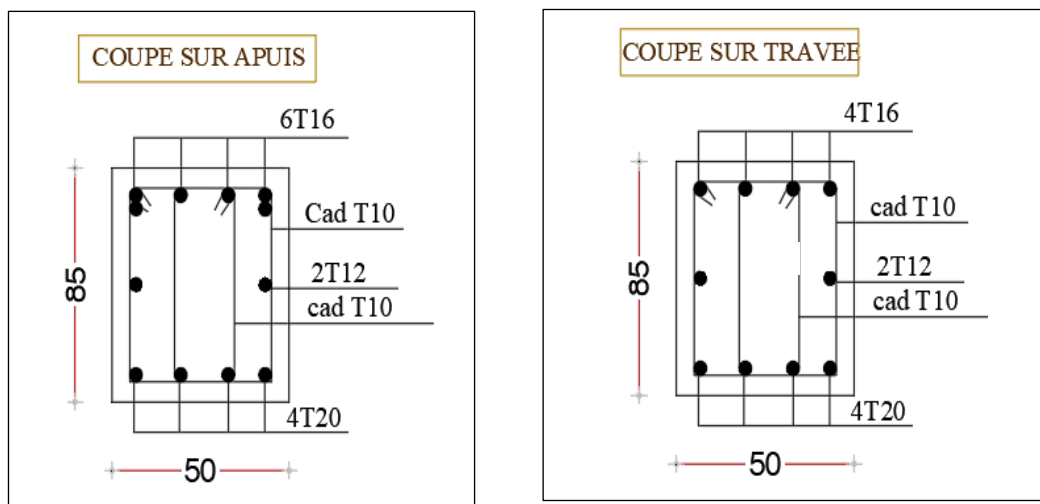


Figure. VII.3 : Schéma de ferrailage de la poutre crémaillère 50x85.

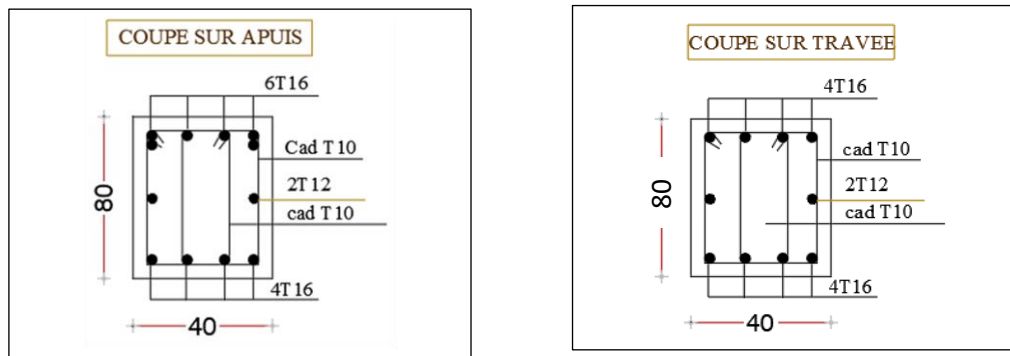


Figure. VII.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale 40x80.

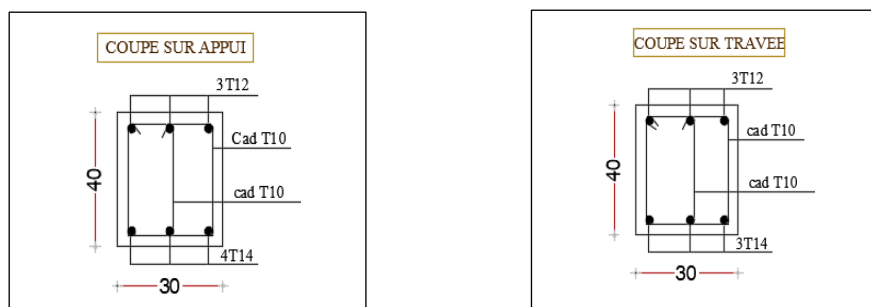


Figure. VII.5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x40.

## VII.4. Ferrailage des dalles

### VII.4.1. Introduction

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). Notre structure compose des gradins. Le gradin est un élément en béton armé, qui comporte des marches (M) qui est 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. Pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

#### VII.4.2.1. Plancher pour gradins

##### ➤ Evaluation des charges (paillasse)

$$\left[ \begin{array}{l} G = 11,51 \text{ Kn/m}^2 \\ Q = 6,0 \text{ Kn/m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 24,53 \text{ Kn/m}^2 \\ q_{ser} = G + Q = 17,51 \text{ Kn/m}^2. \end{array} \right.$$

##### ➤ 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  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ )

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

La dalle travaille dans les deux sens  $\rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{6}{9.14} \rho = 0.656 > 0.4$

$$\rho = 0.64 \rightarrow \begin{matrix} \text{ELU } v=0 & \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{array} \right. & \text{ELS } v = 0.2 & \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{array} \right. \\ \left\{ \begin{array}{l} M_{u,x} = 66.32 \text{ KN.m.} \\ M_{u,y} = 23.96 \text{ KN.m.} \end{array} \right. & & \left\{ \begin{array}{l} M_{ser,x} = 50.74 \text{ KN.m.} \\ M_{ser,y} = 26.56 \text{ KN.m.} \end{array} \right. \end{matrix}$$

• **Moments en travées**

$M_{tx} = 0,85M_x = 56.37 \text{ Kn.m.}$

$M_{ty} = 0,85M_y = 20.36 \text{ Kn.m.}$

• **Moments en appui**

$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x = 19.89 \text{ Kn.m.}$

**VII.4.2.2. Choix du ferrailage de la dalle**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	56.37	12.61	7T16	14.07	14
	y-y	20.36	4.21	7T10	5.50	14
Appuis	x-x et y-y	19.89	4.11	7T10	5.50	14

**Tableau VII.29 :** Ferrailage de la dalle pleine.

➤ **Espacement maximale**

On fait le calcul pour le cas d'une fissuration peu préjudiciable :

$$S_{t,x} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right. \quad S_{t,x} = 25 \text{ cm} \quad (\text{Pour les As parallèle à } L_x.)$$

$$S_{t,y} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad S_{t,y} = 33 \text{ cm} \quad (\text{Pour les As parallèle à } L_y.)$$

**VII.4.2.3. Condition de non fragilité**

$A_u > A_{min} 0.23 (f_{t,28}/f_e) b_0 d$

• **Travée**

Sens x-x :  $A_x = 12.61 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée.

Sens y-y :  $A_y = 4.21 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée.

- **Appui**

Sens x-x :  $A_x = 4.11 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

Sens y-y :  $A_y = 4.11 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

#### VII.4.2.4. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} T_{u,x} &= \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} & \rightarrow & T_{u,x} = 63.63 \text{ KN.} & \rightarrow & \begin{cases} T_u^{\max} = \max(T_{u,x}, T_{u,y}) \\ T_u^{\max} = 63.63 \text{ KN.} \end{cases} \\ T_{u,y} &= \frac{q_u \cdot L_x}{3} & \rightarrow & T_{u,y} = 49.06 \text{ KN.} & \rightarrow & \end{aligned}$$

$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$  ..... Donc pas besoin d'armatures transversales.

#### VII.4.2.5. Vérification à l'ELS

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 43.129 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 22.576 \text{ Kn.m.}$$

- **Moments en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 15.22 \text{ Kn.m.}$$

➤ **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 :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

➤ **Acier**

Nous devons vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa}$ .

Tel que :  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$ .

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_{ser}$ (kn. m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	condition
Travée	x-x	43.129	14.07	5.96	22090.7	11.65	246.98	No.
	y-y	22.576	5.50	4.12	11049.6	8.42	315.09	No
Appui	Xx et yy	15.22	5.50	4.12	11049.6	5.67	212.42	No

**Tableau VII.30** : Vérification des contraintes.

Observation : on remarque que les contraintes ne sont pas vérifiées, ça nous oblige à augmenter l'épaisseur de la dalle jusqu'à 20cm et augmenter la section des armatures du sens y-y de la travée et l'appui dans les deux sens x-x et y-y jusqu'à 7T12.

Les nouveaux résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_{ser}$ (kn. m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	condition
Travée	x-x	43.129	14.07	6.85	36952.1	8	195.07	Ok
	y-y	22.576	7.92	5.46	24107.2	5.11	176.17	Ok
Appui	Xx et yy	15.22	7.92	5.46	24107.2	3.45	201.6	Ok

**Tableau VII.31** : Vérification des contraintes après modifications.

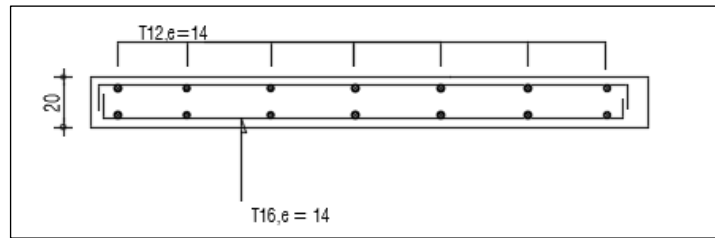
#### VII.4.2.6. Vérification de la flèche

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

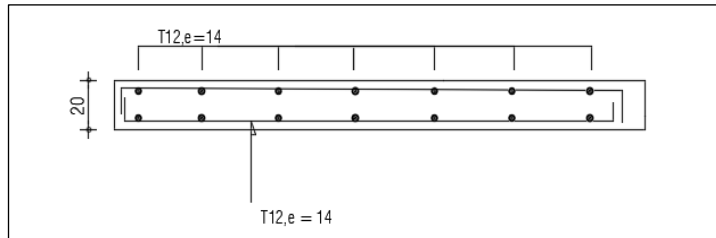
Usage	sens	$\mu$	I (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (mm)	$f_v$ (mm)	$\Delta f$ (cm)	$f_{ad}$ (cm)	Vérif
Travée	x-x	0.01	40517	32421	28756.69	34.55	116.86	8.23	1.41	No
	y-y	0.48	37727	24199	24614.77	24.23	71.46	4.72	1.41	No
Appui	x-x	0.32	37727	35726	28334.54	11.06	41.85	3.07	1.410	No
	y-y	0.32	37727	35727	28334.54	11.06	41.85	3.07	1.410	No

**Tableau VII.32.** Récapitulatif du calcul de la flèche.

Observation : la flèche n'est pas vérifiée dans tous les sens, ces résultats nous obligent à ajouter une nervure dans le sens x-x à une distance de 4.34m à partir de h=5.97m pour limiter cette flèche.



**Figure VII.6 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine (travée).



**Figure VII.7 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine (Appui).

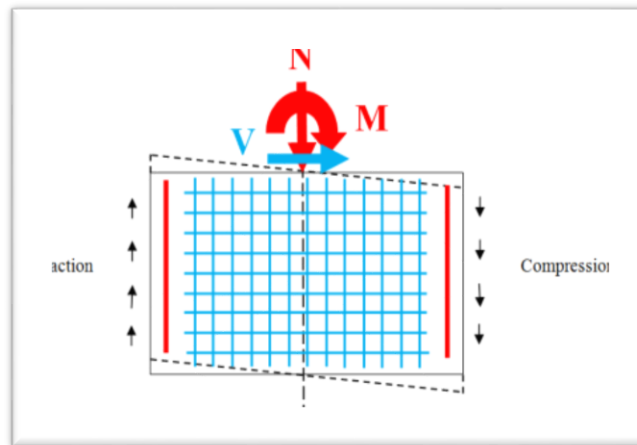
## VII.5. Ferrailage des voiles

### VII.5.1. Introduction

Le calcul des voiles peut se faire par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de l'ACI 318 (règlement américaine), qui considère les éléments voile - poteau comme un élément ayant une section de forme (I, U ...) soumis à un effort normal (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

Selon le règlement il convient que :

- Les armatures horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
- Les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P et M).



**Figure VII.8 :** Principe de fonctionnement.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort normale.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit nous exposant la méthode réglementaire du code américaine l'ACI-318-02, toute en faisant référence aux recommandations de l'RPA99 V2003 ainsi que l'Eurocode8.

#### • Caractéristiques des matériaux

Béton				Acier		
$F_{c28}$ (MPa)	$f_{bc}$ (MPa)	$\gamma_b$ (SA)	$E_{ij}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$f_e$	$\gamma$ (SA)	$E_s$
25	25	1.15	$3.2 \times 10^7$	400 MPa	1	$10^5$

**Tableau VII.33 :** Caractéristiques des matériaux utilisés.



### VII.5.2. Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02)

#### VII.5.2.1. Voile $V_x$ :

Les efforts obtenus par le voile  $V_y2$  :

$$M_u = 1581 \text{ KN.m} ; V_u = 818.73 \text{ KN} ; P_u = 1113.85 \text{ KN.}$$

##### a. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement) :

On doit vérifier que :  $P_u \leq \Phi P_n$ .

Avec :

$P_u$  : Effort normal ultime de compression axial ou excentré de  $e \leq a/6$ , est due à la combinaison la plus défavorable.

$\Phi$  : Facteur de réduction ( $\Phi=0,70$ )

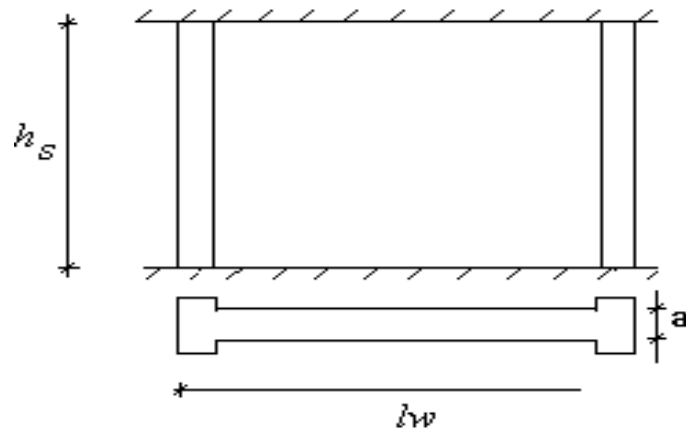
$A_g$  : Section transversale brute du voile.

$h_s$  : hauteur libre de chaque niveau

$a$  : l'épaisseur du voile

$f_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

$k$  : coefficient de flambement.



**Figure VII.9 :** Mur en flexion composé.

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Où :

$$K = 0,85; a = 20 \text{ cm}; h_s = 3,57 - 0,8 = 2,77 \text{ m}; A_g = 0,2 \times 1,9 = 0,38 \text{ m}^2; l_w = 1,9 \text{ m}; h_w = 3,57 \text{ m}$$

$$P_n = 4517,83 \text{ KN}; A_{cv} = 0,2 \times 1,6 = 0,32 \text{ m}^2$$

$$\Phi \cdot P_n = 3162,48 \text{ KN} > P_u = 1113,85 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Alors:

La stabilité au flambement est assurée.

### b. Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal

Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

- **Limitation de l'effort normale de compression de calcul par la condition de résistance**

$$\text{Il faut que } \frac{P_u}{P_0} \leq 0,35 \quad (\text{Tel que : } P_0 = 0,85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e).$$

On prend un pourcentage minimum pour calculer  $A_s$ , soit  $\rho = 0,0025$ .

$$A_s = 0,0025 \times 100 \times 20 \rightarrow A_s = 5 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 0,85 \times 25 \times 10^3 (0,38 - 5 \times 10^{-4}) + 5 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 \rightarrow P_0 = 8264,38 \text{ KN}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{1113,85}{8264,38} = 0,13 \leq 0,35 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

(Le cas de condition d'après l'RPA99 V2003 selon l'article 7.4.3.1 on doit vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c,28}} \rightarrow v = \frac{1113,85}{1 \times 0,2 \times 25 \times 10^3} = 0,22 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

### c. Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant :

Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant :

$$V_u = 818,73 \text{ KN} > 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}} \quad (a < 25 \text{ cm}).$$

$$V_u = 818,73 \text{ KN} > 132,8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{oui}$$

Deux nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les deux nappes sont écartées par des épingles selon l'article 7.7.4.3 de l'RPA99 v2003.

- **Pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales de l'âme du voile :**

$$\rho_v = \rho_h = \rho_n > 0,0025$$

$$\text{Espacement max : } S_{\max} \leq \min(3a; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_{\max} = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{La section minimale d'armatures verticales et horizontales par } m_l : A_s^{\min} = 0,0025 \cdot 20 \cdot 100$$

Si on choisit des aciers HA12 sur les deux faces on a :  $(2 \times 1,13 = 2,26\text{cm}^2)$

$$S = \frac{2,26}{5} \cdot 100 = 45,2 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non.}$$

- **Armatures d'âme nécessaires pour l'effort tranchant**

On opte pour deux nappes d'armatures en HA12 avec un espacement  $S = 20 \text{ cm}$

On vérifie que :  $\Phi V_n > V_u$

$$\text{avec : } \Phi = 0,75 \text{ et } V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$$

$\alpha_c = 2$  car  $(h_w/l_w = 13/1,9 = 6,84 > 2)$

Pour une distance de 100cm on a :  $2 \times 5\text{HA12} = 11,3 \text{ cm}^2$

$$\rho_n = \frac{11,3}{100 \times 20} = 0,0056.$$

$$\Phi V_n = 741,6 \text{ KN} > V_u = 818,73 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Non.}$$

On augmente la section jusqu'à  $2 \times 6\text{HA12} = 13,58 \text{ cm}^2$

$$\rho_n = \frac{13,58}{100 \times 20} = 0,0068$$

$$\Phi V_n = 851,04 \text{ KN} > V_u = 818,73 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en 6HA12 horizontales et verticales d'espacement de  $S = 20 \text{ cm}$  réparties sur chaque face de l'âme du voile reliées par des épingles.

**d. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée**

**Armatures de résistance à la flexion composée**

Pour un moment  $M_u = 1581 \text{ KN.m}$  et un effort normale  $P_u = 1113,85 \text{ KN}$ , la section d'acier donnée par le programme SOCOTEC correspond à la valeur :  $A_s = 13,7\text{cm}^2$ , on fait le choix de 12T12 ;  $A_s^{adp} = 13,57\text{cm}^2$  répartie sur chaque extrémité du voile dans les éléments de débord.

**e. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord (Boundary zones)**

Selon le code américain [art 21.7.6.3 Aci318-02] le béton doit être confinées lorsque les contraintes de compression calculées dépassent une valeur critique nominale égale à 0,2 fc

$$\text{Si : } \frac{P_u}{A_g} = 2,9 \text{ MPa} \leq 0,20 f_{bc} = 5 \text{ MPa}.$$

- **Selon l'RPA**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau avec une longueur de  $l/10$

On opte pour :  $T_{bz} = 30 \text{ cm}$

$$l_{bz} \geq 20\text{cm} \rightarrow l_{bz} = 30\text{cm}$$

- **Armatures transversales dans la zone de confinement**

$$A_{sh}^t \geq 0.09 S_t h_c \frac{f_{bc}}{f_e}$$

- **Confinement du poteau**

$$h_c = T_{bz} - 2 \text{ (enrobage)} \rightarrow h_c = 30 - (2 \times 3) \rightarrow h_c = 24 \text{ cm.}$$

$$S_t = \min \begin{cases} 0.25 T_{bz} = 7.5 \text{ cm.} \\ 6 d_b = 9.6 \text{ cm.} \\ S_x = \text{ Avec } 10 \text{ cm} \leq S_x = 10 + \left(\frac{14-h_s}{3}\right) \leq 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

$S_t$  : Espacement verticale des cadres avec :

Avec :  $d_b$  = diamètre min des  $A_{s,v}$

Soit  $S_t = 10$  cm sur toute la hauteur de la section critique  $h_{cr}$  :

$$A_{sh}^t \geq 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on fait le choix de 3HA8 tel que } A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2.$$

On utilise des cadres et des épingles en HA10 autour des armatures verticales de la zone critique  $L_{bz}$ .

**a. Hauteur de la zone critique**

$$h_{cr} = \max \left[ l_w, \left( \frac{M_u}{4V_u} \right) \right] \rightarrow h_{cr} = \max \left[ 1.9, \left( \frac{1581}{4 \times 818.73} \right) \right] \rightarrow h_{cr} = 1.9$$

$$\text{Selon l'eurocode 8 : } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 l_w = 3.8 \text{ m} \\ 2 h_s = 5.54 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{cr} = \max \left[ l_w, \left( \frac{h_w}{6} \right) \right] \rightarrow h_{cr} = \max \left[ 1.9, \left( \frac{13}{6} \right) \right] \rightarrow h_{cr} = 1.9$$

Pour simplifier l'exécution du refend, il est judicieux de prolonger les mesures constructives de la rotule plastique jusqu'au deuxième étages.

Les Résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Voile	G+Q±E			Ame du voile			
	$P_U(KN)$	$M_U(KNm)$	$V_U(KN)$	As	$l_{bz}$	As cal	Choix As
Vy2	1113.85	1581	818.73	13.7	30	13.7	12T14

**Tableau.VII.34.** Résultats de ferrailage du voile Vy2.**VII.5.2.2. Bout de voile V1 :**

Les résultats seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

$P_u$ (KN)	$l_w$ (m)	a(m)	$A_g(m^2)$	Fbc	$H_s(m)$	K	$\Phi.P_n(KN)$	Verifecation
688.382	0.65	0.2	0.19	25	3.17	0.85	1504.59	OK

**TableauVII.35.** Justification de la stabilité et la résistance au flambement.

$P_u$ (KN)	$l_w$ (m)	a(m)	$A_g(m^2)$	$A_{sv}(cm^2)$	Fbc	$P_0$	$\frac{P_u}{P_0}$	$v$	Vérification
688.382	0.65	0.2	0.19	4.75	25	4217.41	0.016	0.35	OK

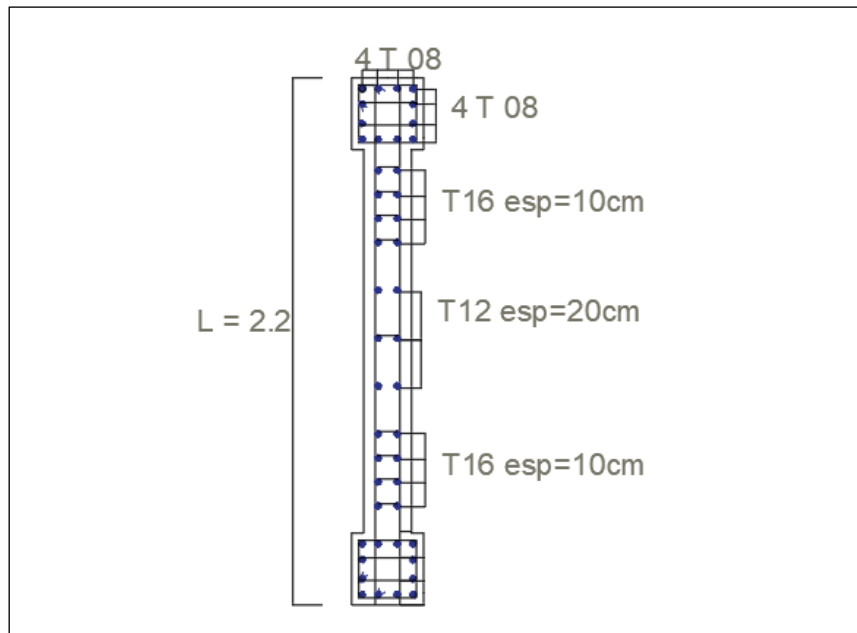
**TableauVII.36.** Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal.

$\rho_n$	$h_w$ (m)	$(h_w/l_w)$	$\alpha c$	$\Phi V_n$	V(KN)	Vérification
0.0084	3.57	13.68	2	502.8	475.51	OK

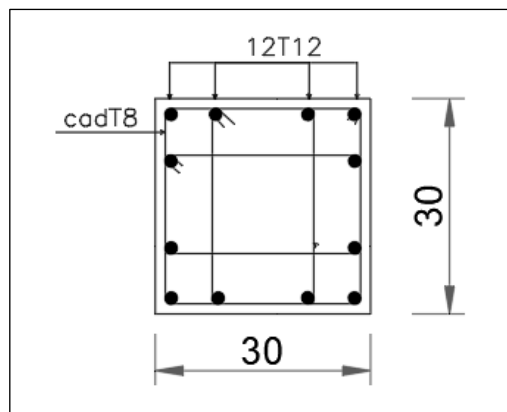
**TableauVII.37.** Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.

Voile	G+Q±E			Ame du voile			
	$P_U(KN)$	$M_U(KNm)$	$V_U(KN)$	As	$l_{bz}$	As cal	Choix As
Vy1	688.382	976.7	475.51	30.56	10	30.56	2 × 8T16

**TableauVII.38.** Résultats de ferrailage du voile Vy.



**Figure XII.10.** Schéma de ferrailage du voile Vx.



**Figure XII.11.** Nouveau schéma de ferrailage du pot 30x30.

# CHAPITRE VIII

## Etude des fondations

**VIII. Etude des fondations****VIII.1. Introduction**

Les fondations sont la partie essentielle de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure au bon sol. Leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

**VIII.2. Fonctions assurées par les fondations**

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

**VIII.3. Choix de type de fondation**

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2.50 bars) sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit à passer par fondations superficielle (semelles isolées).

**VIII.4. Calcul des fondations**

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 :  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol  $\sigma_{sol} = 2.50 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2$

$S_{néc}$  : Surface de la fondation.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.



VIII.4.1. Semelles isolées

- 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 → S = B<sup>2</sup>

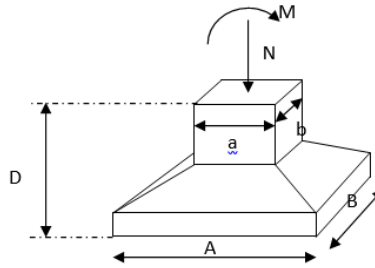


Figure VIII.1. Dimensions de la semelle isolée

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{sol}} = 2,5 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{cal} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B} = \frac{N}{B^2} \end{array} \right.$$

Selon les combinaisons de charges à l'ELS, le logiciel de calcul SAP2000 nous a donné une valeur de l'effort normale qui est égale à : N<sub>ser</sub> = 929.682 kN.

$$\frac{929.682}{B^2} \leq 250 \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{929.682}{250}} = 1.93 \text{ m}$$

On choisit B = 2 m.

- Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Avec : L<sub>min</sub> est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

L<sub>min</sub> = 1.93 m ≥ 1,5 × 2 = 3 m .....La condition n'est pas vérifiée.

- Constatations

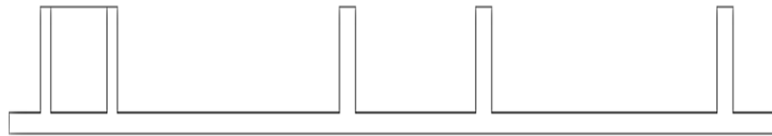
D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### VIII.4.2. Semelles filantes

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. Mais dans notre cas, après des vérifications précédemment faites, les voiles nécessitent des semelles filantes ce qui nous pousse à généraliser ce type de semelle. 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 tel que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment  
( $S_s / S_b < 50\%$ )



**Figure.VIII.2** Semelle filante.

On doit vérifier que :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Tel que :  $N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

D'où : 
$$B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}} \quad \text{Selon BAEL91}$$

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Sens Y-Y**

Files	N(Kn)	S (m <sup>2</sup> )	L (m)	B (m)	B <sup>choisi</sup> (m)
A	2470.744	9.88	19.45	0.51	1.2
B	3233.184	12.93	19.45	0.66	1.2
C	3384.10	13.54	19.45	0.7	1.2
D	3383.577	13.53	19.45	0.7	1.2
E	3244.622	12.97	19.45	0.66	1.2
F	2461.375	9.84	19.45	0.51	1.2

**Tableau.VIII.1** : Section des semelles filantes sens y-y.

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{135.45}{583.5} = 21.23\% < 50\%$$

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 à un seul sens :

On prend :  $B = 1.2 \text{ m}$

- **Détermination de la hauteur de la semelle  $h_t$**

La hauteur de la semelle est :  $h_t > d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de  $45^\circ$  de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 = \frac{1.2-0,45}{4} + 0,05 = 0,237\text{m} \rightarrow b = 0,45 \text{ m pour les poteaux de types 01.}$$

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 = \frac{1.2-0,30}{4} + 0,05 = 0,275\text{m} \rightarrow b = 0,30 \text{ m pour les poteaux de types 02.}$$

On adopte :  $h_t = 0.3\text{m}$

- **Dimensionnement de la poutre de libage**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Condition forfaitaire :  $l = 6.9 \text{ m} \rightarrow 0.86 \leq h \leq 1.38$

- **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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a \quad \text{Avec : } L_e = \left( \frac{4EI}{KB} \right)^{1/4}$$

- $L_{max}$  : longueur max entre axe des poteaux.
- E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 21000\text{MPa}$ ).
- K: Coefficient de raideur du sol ( $5\text{MPa/m} \leq K \leq 120\text{MPa/m}$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

$$K = 50 \text{ [MPa/m]} \rightarrow \text{Coefficient de raideur du sol (pour } \sigma_{sol} = 2,5\text{MPa)}$$

$$E = 21000 \text{ MPa}$$

$$I : \text{moment d'inertie de la semelle } I = \frac{b h_N^3}{12}$$

- Calcul de la 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 :  $h_N \geq 0,89$ m

On adopte :  $h_N=1.70$ m

b(m)	h <sub>nervure</sub> (m)	I ( m4)	l <sub>e</sub> (m)	$\frac{\pi}{2}l_e + a$	$l_{max}$	Observation
0.45	1.7	0.184	7.12	11.18+a	6.9	OK

Tableau.VIII.2 : Choix d' hauteur de la nervure.

On opte : la poutre de libage renversée →  $(b \times h = 45 \times 170)$  cm<sup>2</sup>

### VIII.4.3. Vérification de la portance du sol

$\sigma_{structure} < \sigma_{sol}$  Tel que : 250 KN

#### VIII.4.3.1. Vérifications des contraintes à l'ELS

On doit tout d'abord calculer l'excentricité  $e_0$  :  $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Puis on fait les vérifications des contraintes avec la formule :

$$\sigma_M = \frac{P_{ser} + G_o}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0 \cdot ser}{B} \right) \leq \sigma_{sol} \text{ et } \sigma_m = \frac{P_{ser} + G_o}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e_0 \cdot ser}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

On prend en compte : le poids propre de la nervure, du poteau amorce, la poussée des terres et la semelle :

$$G_{nerv} = \rho_{AB} \times h_{nerv} \times b_{nerv} \times L_{nerv} \rightarrow G_{nerv} = 25 \times 1.7 \times 0.45 \times 22 \rightarrow G_{nerv} = 420.75 \text{ KN}$$

$$G_{pot.amo1} = \rho_{AB} \times h_{pot1} \times b_{pot1} \times L_{pot1} \rightarrow G_{pot.amo1} = 25 \times 1.5 \times 0.45 \times 0.45 \times 3 \rightarrow$$

$$G_{pot.amo1} = 22.77 \text{ KN}$$

$$G_{pot.amo2} = \rho_{AB} \times h_{pot} \times b_{pot} \times L_{pot} \rightarrow G_{pot.amo} = 25 \times 1.5 \times 0.3 \times 0.3 \times 2 \rightarrow$$

$$G_{pot.amo2} = 6.75 \text{ KN}$$

$$G_{voile} = \rho_{AB} \times h_{voile} \times b_{voile} \times L_{voile} \rightarrow G_{voile} = 25 \times 0.2 \times 1.6 \times 1.5 \rightarrow G_{voile} = 12 \text{ KN}$$

$$G_{sem} = \rho_{AB} \times h_{sem} \times b_{sem} \times L_{sem} \rightarrow G_{sem} = 25 \times 1.2 \times 22 \times 0.3 \rightarrow G_{sem} = 198 \text{ KN}$$

$$G_{sol} = \rho_{AB} \times h_{sol} \times b_{sol} \times L_{sol} \rightarrow G_{sol} = 18 \times (1.5 - 0.3) \times 1.2 \times 22 \rightarrow G_{sol} = 570.24 \text{ KN}$$

Files	N(Kn)	M(Kn.m)	$e_0$ (m)	$\sigma_M$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$	Résultat
A	3652.46	424.39	0.12	132.28	123.89	250	OK
B	4414.88	2783.85	0.63	195.96	138.49	250	OK
C	4565.83	3339.95	0.73	207.38	138.51	250	OK
D	4565.46	3335.07	0.73	207.36	138.5	250	OK
E	4426.36	2802.28	0.63	196.47	138.85	250	OK
F	3643.06	689.04	0.2	134.69	120.76	250	OK

**Tableau.VIII.3 :** Vérification de la contrainte à ELS sens y-y.

#### VIII.4.3.2. Vérifications des contraintes du sol à la distance 3/4. :

On vérifie également la contrainte du sol a la distance  $\frac{3}{4}$  de la semelle du côté de  $\sigma_M$ , sa valeur ne doit pas dépasser  $\sigma_{sol}^*$

$$\text{Avec : } \sigma_{3/4} = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \rightarrow$$

Files	$\sigma_M$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{3/4}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$	Résultat
A	132.28	123.89	130.18	250	OK
B	195.96	138.49	181.59	250	OK
C	207.38	138.51	190.16	250	OK
D	207.36	138.5	190.14	250	OK
E	196.47	138.85	182.06	250	OK
F	134.69	120.76	131.20	250	OK

**Tableau.VIII.4 :** Vérification de la contrainte du sol à la distance 3/4.

#### VIII.5. Calcul du ferrailage

##### VIII.5.1. Calcul du ferrailage de la semelle

- À l'ELU :

Les armatures de la semelle sont calculées d'après les efforts de calcul, ces efforts au niveau de la base de la semelle sont égaux sans prendre en compte le poids propre de la semelle.

$$\text{L'excentricité d'application des efforts est : } e_0 = \frac{M_u + V_u \cdot h}{P_u}$$

Files	$P_u$ (kN)	$M_u$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	h(m)	$M_u + V_u \times h$	$e_0$ (m)	B/24
A	4740.47	649.58	12.79	0.30	653.41	0.13	0.92
B	5799.26	3959.87	-4.95	0.30	3958.38	0.68	0.92
C	6008.59	4741.61	-6.12	0.30	4739.77	0.78	0.92
D	6008.11	4734.88	-5.27	0.30	4733.29	0.78	0.92
E	5815.16	3985.5	-3.79	0.30	3984.36	0.68	0.92
F	4727.78	1014.6	7.25	0.30	1016.77	0.22	0.92

**Tableau.VIII.5 :** Vérifications des excentricités.

$$\text{Vu que : } e_0 < \frac{B}{24}$$

C'est-à-dire que la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale ne dépasse pas la moitié de la contrainte moyenne. On peut calculer les armatures dans la direction A en utilisant la méthode de bielle, on remplace la force réelle  $P_u$  par une charge fictive  $P'_u$ .

Avec : 
$$P'_u = P_u \left[ 1 + 3 \cdot \frac{e_{o(u)}}{A} \right]$$

Les armatures de la semelle seront calculées dans une bande de 1 mètre égales a :

$$A_b = \frac{P'(A - a)}{8 \times (0.9h_t) \times \sigma_s}$$

Files	$P_u$ (kN)	$e_0$ (m)	$P'_u$ (KN)	$A_b$ ( $cm^2$ )
A	215.48	0.13	285.51	2.84
B	263.60	0.68	771.72	7.69
C	273.12	0.78	802.70	8.009
D	273.09	0.78	805.62	8.038
E	264.33	0.68	713.69	7.12
F	214.89	0.22	333.08	3.323

**Tableau.VIII.6** : Section d'armatures obtenus des semelles à l'ELU dans le sens y-y.

• **À L'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable la contrainte de l'acier devient  $\sigma_s = 201.64 \text{ Mpa}$

$$P'_s = P_s \left[ 1 + 3 \cdot \frac{e_{o(s)}}{A} \right]$$

Tel que l'excentricité d'application des efforts est : 
$$e_0 = \frac{M_s + V_s \cdot h}{P_s}$$

Les armatures de la semelle seront égales a : 
$$A_b = \frac{P'_s(A - a)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Files	$P_{ser}$ (kN)	$M_{ser} + V_{ser} \cdot h$	$e_0(ser)$ (m)	$P'_{ser}$ (KN)	$A_b$ ( $cm^2$ )
A	157.07	427.06	0.12	204.19	3.5161
B	191.67	2782.81	0.65	503.13	8.6638
C	198.53	3338.66	0.76	575.737	9.9161
D	198.52	3333.80	0.76	575.708	9.9156
E	192.19	2801.49	0.66	509.30	8.7718
F	156.59	690.56	0.2	234.88	4.0454

**Tableau VII.7.** Sections d'armatures obtenus des semelles à l'ELS dans le sens y-y.

On remarque que les sections d'armatures à l'ELS sont plus importantes que celles à l'ELU. Donc, le ferrailage de la semelle doit être pris d'après le dernier calcul a l'ELS :

Le choix d'armatures est présenté dans le tableau suivant :

Files	$A_b (cm^2)$	Choix d'armatures
A	3.5161	5T16
B	8.6638	5T16
C	9.9161	5T16
D	9.9156	5T16
E	8.7718	5T16
F	4.0454	5T16

Tableau VII.8. Choix d'armatures obtenus des semelles

### VIII.5.2. Calcul du ferrailage de la nervure :

- **À l'ELU :**

Dans le sens y-y de la file D :  $M_{etu} = 625.24 \text{ KN.m}$

- **Le choix d'armatures**

D'après résumée d'organigramme BAEL 99 on l'utilise pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'Elu on opte :

$$A_u = 11.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_u > A_{min} 0.23 (f_{t.28}/f_e) b_0 d$$

Sens y-y :  $A_u = 11.86 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 18.47 \text{ cm}^2$  ..... Condition non vérifiée.

Donc la nervure doit être ferrillée par :

$$A_s^{min} = 18.47 \text{ cm}^2 \text{ choix } \rightarrow 6T20 = 18.84 \text{ cm}^2$$

- **À l'ELS :**

- **Vérification des contraintes**

Nous devons vérifier que:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Pour une fissuration préjudiciable la contrainte de l'acier devient  $\sigma_s = 201.64 \text{ Mpa}$

Tel que:  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$ .

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_{ser}$ (kn.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	condition
nervure	y-y	507.78	18.84	26.716	51424118.9	187.05	201.6	OK

**Tableau.VIII.9:** Vérification des contraintes.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

Il faut vérifier que : 
$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad [2]$$

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$  (Fissuration préjudiciable).

$T_u^{\max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition
687.48	0.449	2,5	Verifier

**Tableau.VIII.10 :** Vérification de la contrainte de cisaillement.

➤ **Ferraillage transversale**

section	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t^{max}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
	$S_t$ (cm)	$S_t$ (cm)ZN	$S_t$ (cm)ZC	ZN	ZC		
45×170	40	24	85	10	20	2.4	4T10

**Tableau.VIII.11 :** Calcul des armatures transversales.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales**

$L_r = 50\varnothing$  (zone III).

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$



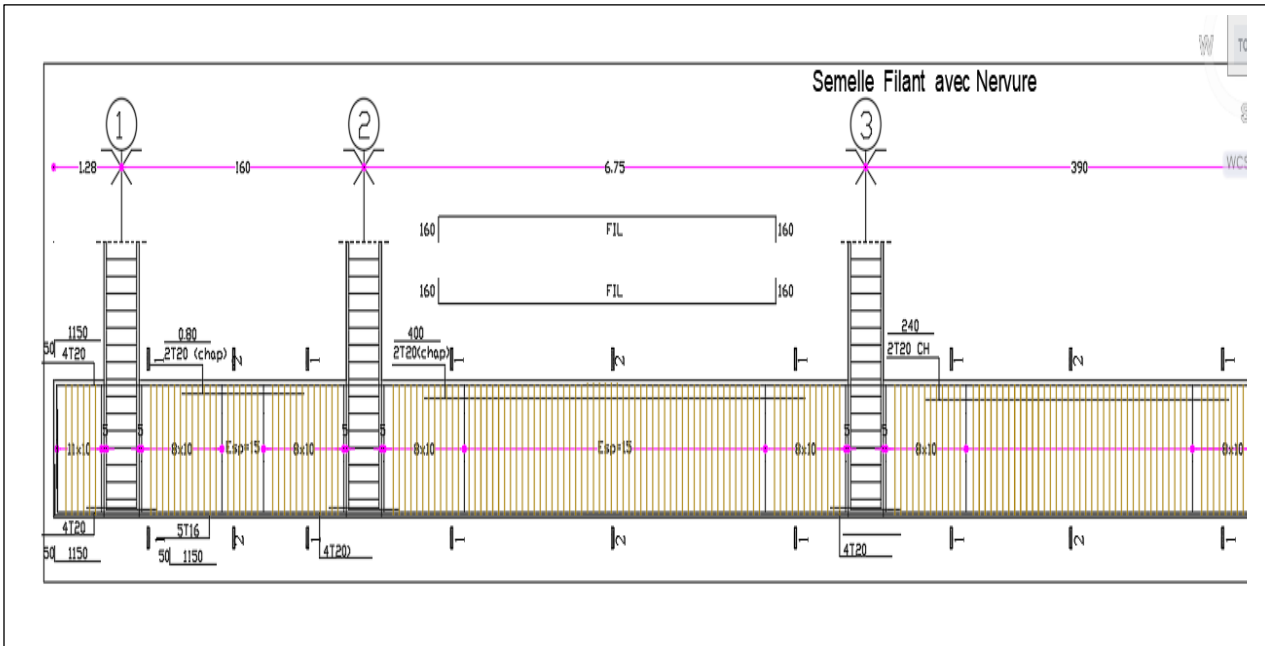


Figure.VIII.3. Ferrailage du ferrailage longitudinal de la nervure.

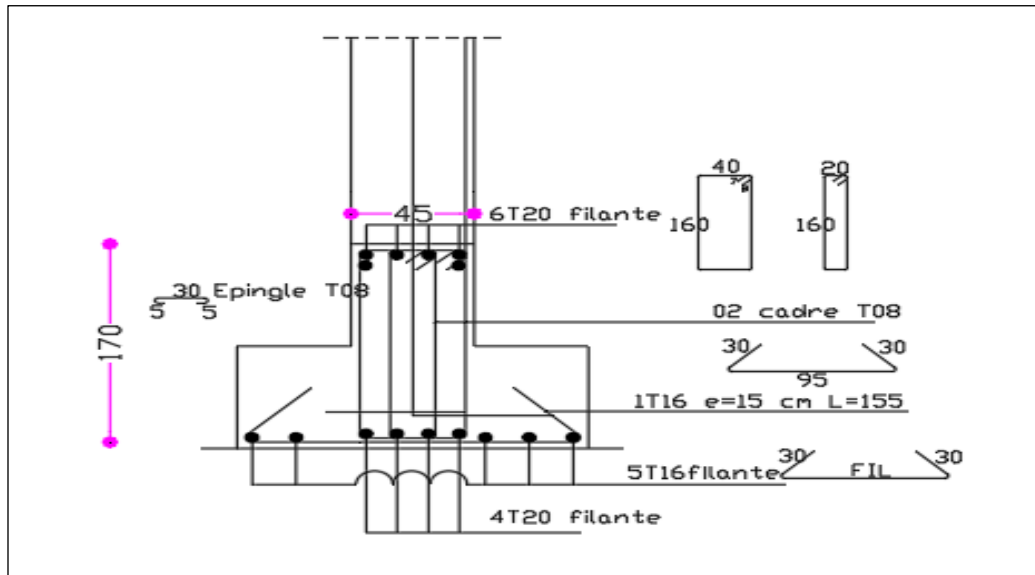


Figure.VIII.4. Ferrailage transversale des semelles.

# CHAPITRE IX

Vérification  
de la stabilité  
au feu de  
la toiture

### **IX.1. Introduction général**

Le domaine de la construction en général redoute plusieurs facteurs destructeurs, tel que les séismes, l'effondrement du sol, les tsunamis, l'incendie, le manque d'entretien, etc.... Ce genre de catastrophes provoquent des pertes financières immenses et surtout des pertes humaines.

L'incendie est l'un des dangers majeurs pour tous types de construction (béton, charpente ou mixte...etc.), les constructions en acier en particulier, vu qu'elles ont une très mauvaise réputation dans le contexte d'un incendie. L'acier est un très bon conducteur de température élevée et par conséquence, la résistance mécanique de ce matériau s'affaiblit, s'endommage et même se ruine bien que l'acier n'est pas un matériau combustible. Mais on ne peut pas construire qu'avec des matériaux incombustibles, il est parfois nécessaire d'utiliser des matériaux faibles en vers le feu tel que l'acier dans le domaine de la construction.

L'Eurocode 3 pour les structures en acier : partie 1-2 " Règles générales – Calcul du comportement au feu ", donne des règles utilisant des formules analytiques permettant de calculer l'évolution de la température dans les éléments métalliques sous un feu nominale ou naturel. Ces règles sont basées sur les principes généraux du transfert thermique selon des formules empiriques dont le but est la convergence des résultats de calcul avec les résultats des tests conventionnels « standard ».

Dans ce contexte, la présente étude consiste à vérifier la stabilité au feu par une analyse par élément soumis à un feu nominal dans le domaine thermique (température critique) et mécanique.

### **IX.2. L'objectif de la protection incendie**

L'objectif de la vérification au feu est de s'assurer que les différentes structures ne s'effondrent prématurément voire même pas du tout, par suite d'un incendie, vu les pertes financières immenses engendrées par cette dernière.

Le calcul correct de la résistance au feu des structures peut réduire les coûts totaux d'une ossature métallique tout en augmentant la sécurité du bâtiment. Aussi, on accepte de plus en plus d'appliquer les résultats de calcul à la place des essais d'incendie, dont le coût est relativement élevé.

Les textes réglementaires en vigueur organisent le comportement au feu des constructions précisent notamment les éléments suivants :

- D'une part, les exigences auxquelles doivent satisfaire les matériaux et les éléments de construction afin de limiter le risque lié à l'incendie à un niveau acceptable ;
- D'autre part, les méthodes permettant de justifier que ces matériaux et ces éléments de construction présentent effectivement le niveau de performance requis.

En principe ; la toute 1<sup>er</sup> mesure de sécurité est d'éviter le déclenchement d'un feu dès le départ pour avoir aucun risque d'incendie dans les structures. Dans le cas contraire ; pour une protection efficace contre les risques d'incendie des personnes et des biens les exigences de base relatives à la protection contre l'incendie, consistent à :

- Réduire le développement de l'incendie ;
- Eviter la propagation du feu ou plus au moins le contrôler ;
- Assurer l'évacuation rapide des occupants avec une relative sécurité ;
- Faciliter l'intervention du corps des sapeurs-pompiers ;

### IX.3. Déroulement d'un incendie

Pour qu'un incendie puisse prendre naissance, il faut la présence conjuguée de trois éléments : l'oxygène (21% en volume dans l'aire), des matériaux combustibles et une source de chaleur. Ils constituent ce qu'il est convenu d'appeler le triangle de feu.

Les deux premiers éléments entrent en combustion lorsque la température d'inflammation est atteinte. La combustion du carbone produit du gaz carbonique CO et, si l'oxygène vient à manquer, elle produit le gaz bien connu, très dangereux pour l'être humain.



**Figure XI.1:** triangle du feu.

#### IX.4. Le développement d'un incendie

Un incendie comporte une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue. Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la figure [XI.2] et comportent :

- Une phase couvante

Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer.

- Une phase de croissance appelée « pré-flashover » (feu localisé) :

La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment. Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.

- Un « flashover » (feu généralisé)

C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.

- Une phase de « post flashover »

Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.

- Une phase décroissante

Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé.

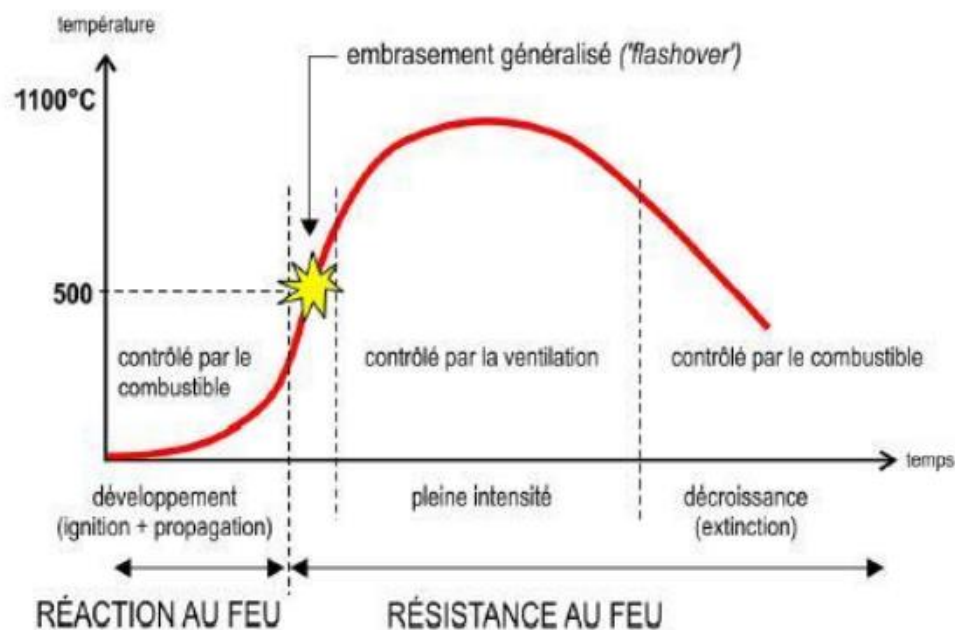


Figure XI.2 : Phases de déroulement d'un incendie [13].

### IX.5. Exemples de catastrophes liées aux incendies

- **Stade Valley Parade de Bradford (Angleterre)**

Le désastre du Valley Parade est un incendie qui a eu lieu le 11 mai 1985 au stade de Valley Parade à Bradford, un léger incendie se déclare dans une tribune latérale. Un mégot de cigarette, mal éteint, serait à l'origine du sinistre. Les déchets accumulés sous les gradins, la brise qui se lève et les constructions en bois tout ceci concourt à aggraver l'incendie. Malheureusement, les flammes se répandent à une vitesse folle : toute la tribune est maintenant en feu. Lors de cet incendie 56 spectateurs ont trouvé la mort et plus de 260 ont été blessés.



**Figure XI.3 :** Stade Valley Parade en Angleterre 11/05/1985.

- **Stade Hongkou à Shanghai (chine)**

Exactement à 08:30 d'un Mardi matin, le 28 Mars 2017, un feu s'est déclenché au stade de football de Hongkou de Shanghai en Chine mystérieusement, l'un des plus grands stades de Chine.



**Figure XI.4 :** Stade Hongkou à Shanghai (chine) le 28/03/2017.

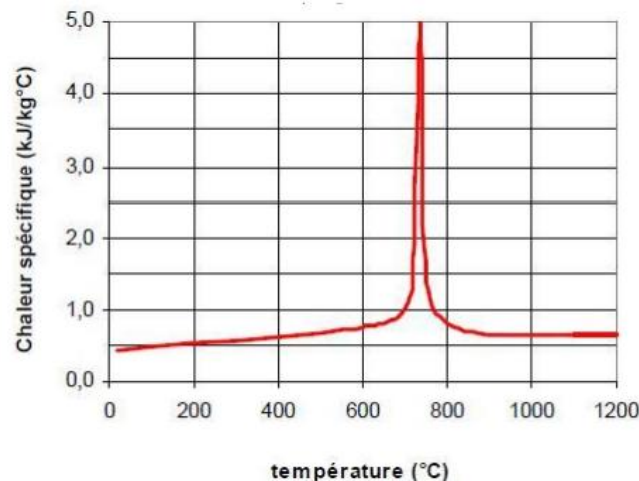
## IX.6. Analyse thermique

Les procédures spécifiques de la norme EN 1991-1-2 (2002) et de la norme EN 1993-1-2 (2005) ont été utilisées dans la présente recherche. EN 1991-1-2 (2002) décrit les actions thermiques et mécaniques pour la conception structurelle des bâtiments exposés au feu, tandis que la norme EN 1993-1-2 (2005) traite la conception des structures en acier pour l'exposition accidentelle au feu, présentant les règles de détermination du développement de la température dans les éléments métalliques et pour la conception des structures en acier à des températures élevées, établissant toutes les propriétés mécaniques et thermiques pertinentes de l'acier à utiliser dans les analyses des incendies.

### IX.6.1. Propriétés thermique de l'acier a température élevée

L'évaluation du comportement au feu des éléments de structure nécessite de connaître les propriétés des matériaux aux températures élevées, à savoir les caractéristiques thermo-physique, les relations contrainte-déformation, le module de rigidité, la résistance et la dilatation thermique en fonction de la température. Les propriétés thermiques de l'acier ne sont pas définies dans l'Eurocode 2. Elles ne sont en général pas nécessaires, sauf quand le pourcentage d'acier est important. On peut se référer aux valeurs présentées dans l'Eurocode 3.

La conductivité thermique, la chaleur spécifique et l'élongation thermique de l'acier sont définies dans la norme EN 1993-1-2 (2005) en fonction de la température, selon les graphiques suivants :



**Figure XI 5:** Chaleur spécifique de l'acier au carbone, en fonction de la température.

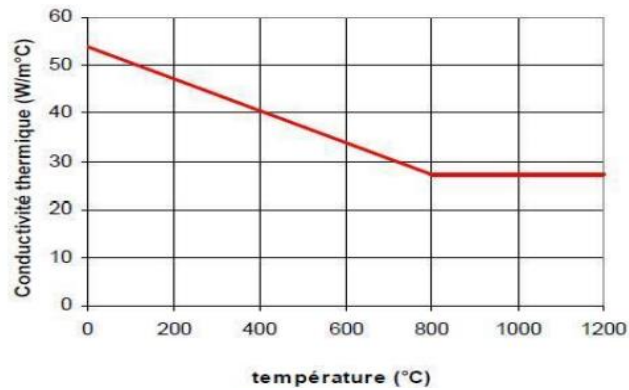


Figure XI.6 : Conductivité thermique en fonction de la température.

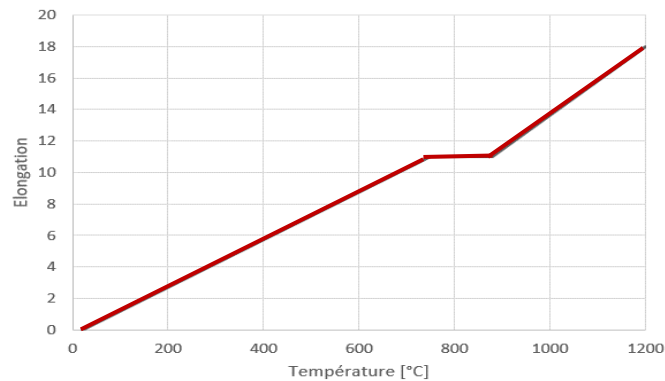


Figure XI.7 : Elongation thermique en fonction de la température.

### IX.6.2 Actions thermiques Pour l'analyse de la température

D'après la norme EN 1991-1-2 :2002, Le flux thermique net  $h_{net}$  [W/m<sup>2</sup>] à la surface de l'élément permet de calculer les actions thermiques.

Sur les surfaces exposées au feu, il convient de déterminer le flux thermique net  $h_{net}$  en tenant compte du transfert thermique par convection et par rayonnement :

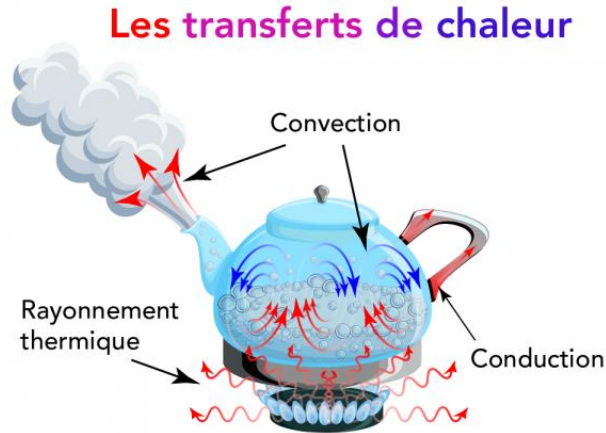
$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r} \text{ [W/m}^2\text{]}$$

Où :

$h_{net,c}$  C'est le transfert de chaleur par convection.

$h_{net,r}$  C'est le transfert de chaleur par rayonnement.





**Figure XI.8 :** les transferts de chaleur.

Il convient de déterminer la composante de convection du flux thermique net par :

$$h_{\text{net,c}} = \alpha_c (\Theta_g - \Theta_m) \quad [\text{W/m}^2]$$

Où:

$\alpha_c$ : coefficient de transfert thermique par convection [ $\text{W/m}^2\text{K}$ ].

$\Theta_g$ : température des gaz à proximité de l'élément exposé au feu [ $^{\circ}\text{C}$ ].

$\Theta_m$ : température de la surface de l'élément exposé au feu [ $^{\circ}\text{C}$ ].

La composante de rayonnement du flux thermique net par unité de surface est déterminé par :

$$h_{\text{net,r}} = \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2]$$

Où :

$\phi$  : facteur de configuration (forme) ;

$\varepsilon_m$  : l'émissivité de surface de l'élément;

$\varepsilon_f$  : l'émissivité du feu ;

$\sigma$  : Constante de Stephan – Boltzmann ( $5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ) ;

$\Theta_r$ : la température de rayonnement effective de l'environnement du feu [ $^{\circ}\text{C}$ ].

Les valeurs de l'émissivité de l'élément et du feu sont données dans les parties d'incendie des Eurocodes et peuvent être prises, dans des situations normales,  $\varepsilon_m = 0,7$  pour l'acier,  $0,4$  pour l'acier inoxydable,  $0,8$  pour les autres matériaux et  $\varepsilon_f = 1,0$  pour le feu.

Lorsque la présente partie ou les parties relatives au calcul au feu des EN 1992 à 1996 et de l'EN 1999 ne mentionnent aucune donnée spécifique, il convient d'adopter  $1,0$  comme facteur de forme  $\phi$ . Il est possible de choisir une valeur inférieure pour prendre en compte les effets de position et d'ombre.

Note: Dans le cas d'éléments complètement immergés dans le feu, la température de rayonnement  $\Theta_g$  peut être représentée par la température des gaz  $\Theta_g$  les entourant.

Deux approches existent pour estimer l'action thermique à considérer dans l'EN 1991-1-2 (2002) pour vérifier la stabilité au feu d'une construction, ces approches consistent à établir des relations temps-température qui peuvent être utilisées pour déterminer le flux de chaleur net ainsi que les conditions aux limites appropriées :

1. Feu nominal (approche prescriptive) : l'action thermique est définie par la courbe standard température/temps selon la norme internationale ISO 834.
2. Feu naturel (approche performancielle) : l'action thermique est donnée par des scénarios d'incendie réel qui dépendent du type de bâtiment et de son exploitation.

Pour notre cas, on entamera une analyse par élément sous un feu nominal :

➤ **Feu nominal:**

Les feux nominaux sont des incendies représentatifs qui peuvent être exprimés par une formule simple et sont utilisés pour la classification de la résistance au feu, mais ne portent aucun rapport avec les caractéristiques spécifiques (charge d'incendie, propriétés thermiques des garnitures de compartiment, l'état de ventilation...) du bâtiment considéré. Les courbes de feu nominales indiquées dans la norme EN 1991-1-2 (2002) sont le feu standard ISO 834, le feu d'hydrocarbures et la courbe de feu externe.

• **Courbe de feu standard ISO 834 :**

La courbe standard (ou courbe ISO R834) est la courbe à laquelle toutes les réglementations européennes se réfèrent. De façon simplifiée, il peut être retenu que cette courbe atteint environ 500 °C après seulement 3 minutes, 800 °C après 30 minutes et plus de 1000 °C après 90 minutes.

L'équation caractérisant la courbe standard met en évidence deux phases distinctes lors d'un incendie : d'une part, la période d'embrasement généralisé durant laquelle se produit une augmentation très rapide de la température ou un choc thermique (jusqu'à une température d'environ 800 °C), suivi d'une part, de la période où l'incendie est entièrement développé, caractérisée par une augmentation moins rapide de la température pouvant aller jusqu'à 1200 °C. Cette courbe a plutôt comme vocation de représenter les feux de produits celluloseux. Les conditions de température ainsi définies reproduisent l'élévation de la température de gaz chauds de combustion en non l'agression directe des flammes. Ainsi, les flammes des brûleurs sont disposées dans des fours de façon à éviter les attaques directes.

Selon la norme EN 1991-1-2 (2002), la courbe température/temps normalisée est donnée par :

$$\Theta_g = 20 + 345 \text{Log}_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}].$$

Où:

$\Theta_g$ : température des gaz à proximité de l'élément exposé au feu [°C].

t : le temps exprimé en minute.

Le coefficient de transfert thermique par convection est pris :  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

- **Courbe de feu extérieur :**

La courbe de feu extérieur est une courbe plafonnée à une élévation de la température égale à  $20 + 660^\circ\text{C}$ , c'est-à-dire à une température nettement inférieure à la courbe standard.

Elle s'applique à la face externe des murs extérieurs à fonction séparative, susceptibles d'être exposés au feu à partir de différentes parties de la façade, c'est-à-dire directement de l'intérieur du compartiment en feu concerné ou d'un compartiment se trouvant au-dessous ou à côté du mur concerné. Cette courbe ne doit pas être utilisée pour calculer les effets d'un feu sur une structure porteuse externe.

Selon la norme EN 1991-1-2 (2002), la courbe de feu extérieur est donnée par :

$$\Theta_g = 660 (1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20 \text{ [}^\circ\text{C]}.$$

Le coefficient de transfert thermique par convection est pris :  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

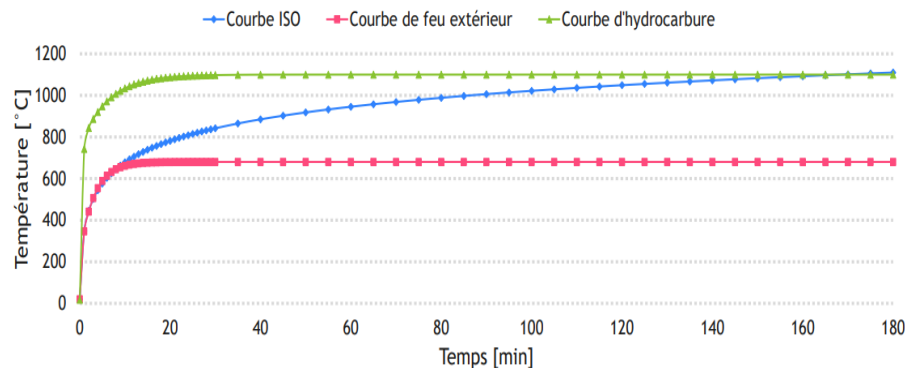
- **Courbe d'hydrocarbure :**

La courbe hydrocarbure augmente plus rapidement que la courbe standard. De plus, elle est plafonnée à  $20 + 1080^\circ\text{C}$ . Cette courbe est utilisée pour les feux de liquides de type hydrocarbures tout comme le carburant automobile, les citernes, l'essence ou les pétroliers, etc...

Selon la norme EN 1991-1-2 (2002), la courbe d'hydrocarbures est donnée par :

$$\Theta_g = 1080 (1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20 \text{ [}^\circ\text{C]}.$$

Le coefficient de transfert thermique par convection est pris :  $\alpha_c = 50 \text{ W/m}^2\text{K}$ .



**Figure XI.9 :** Les courbes de feu normalisées.

### IX.6.3 Echauffements des éléments en acier :

Plusieurs protections incendie peuvent être utilisés pour améliorer les performances des profilés en acier vu que l'augmentation de la température de l'acier dépend de la température du compartiment, Dans cette partie on se concentrera sur le transfert de la chaleur de compartiment de feu aux éléments structurels.

L'influence de la massivité de la section transversale est examinée par le « facteur de massivité » calculé à l'aide de l'équation suivante:

$$\text{Facteur de massivité} = \frac{A_m}{V}$$

Avec :

$A_m$  : Surface exposée au feu par unité de longueur.

$V$  : Volume par unité de longueur (ratio entre l'aire de la surface exposée aux flux thermiques et le volume de l'élément en acier).

L'augmentation de la température équivalente « uniformément distribué dans la section transversale » dans l'élément d'acier non protégé pendant un intervalle de temps est déterminée par la formule suivante, de la norme EN 1993-1-2 (2005) :

$$\Delta\theta_a = k_{sh} * \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} * h_{net} * \Delta t \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Avec :

$K_{sh}$  : Coefficient de réduction du à l'effet d'ombre ;

$A_m/V$ : facteur de massivité de l'élément non protégé ( $\text{m}^{-1}$ ) ;

$c_a$  : la chaleur spécifique dépendante de la température de l'acier, [J/kgK];

$h_{net}$  : la valeur du flux de chaleur net [ $\text{W}/\text{m}^2$ ] ;

$\rho_a$  : Le poids volumique de l'acier [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] ;

$\Delta t$  : l'intervalle de temps [s];

Pour les sections en I ou H sous des actions de feu nominal, le facteur de correction pour l'effet d'ombre peut être déterminé à partir de :

$$K_{sh} = 0.9 \left[ \frac{A_m}{V} \right]_b / \left[ \frac{A_m}{V} \right]$$

Où :

$\left[ \frac{A_m}{V} \right]_b$  est la valeur du contour en box de la section

Dans tous les autres cas :

$$K_{sh} = \left[ \frac{A_m}{V} \right]_b / \left[ \frac{A_m}{V} \right]$$

Pour les sections avec une forme convexe complètement englobée dans le feu, l'effet d'ombre ne joue aucun rôle, comme on considère le facteur de correction  $k_{sh}$  est égale à «0», L'effet d'ombre est lié à l'échange de rayonnement entre les surfaces pendant le transfert de chaleur. La quantification de l'effet d'ombre est possible à l'aide d'un facteur de configuration  $\phi$ . Ce facteur est le rapport entre la chaleur rayonnée et la surface de réception et de leur orientation relative. Il dépend de la taille de la surface rayante, la distance entre la surface rayante et la chaleur rayonnée totale sortant des autres surfaces.

La norme EN 1993-1-2 fournit une méthode de conception pour évaluer le développement de la température des éléments en acier protégé avec des matériaux de protection contre le feu (sprays, planches et peinture intumescente). En supposant une température uniforme le long de l'élément ; l'augmentation de la température est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta\Theta_a = \frac{\lambda_p A_p / V (\Theta_g - \Theta_a)}{d_p c_a \rho_a (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\Theta_g \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Avec :

$$\Phi = \frac{c_a \rho_a}{c_p \rho_p} d_p A_p / V$$

Où :

$A_p/V$  : le facteur de section pour les membres d'acier isolés par des matériaux de protection contre l'incendie.

$A_p$  : la zone appropriée du matériau de protection contre l'incendie par unité de longueur du membre [ $\text{m}^2$ ]

$V$  : le volume du membre par unité de longueur [ $\text{m}^3$ ];

$c_p$  : la chaleur spécifique indépendante de la température du matériau de protection contre l'incendie [ $\text{J/kgK}$ ];

$d_p$  : l'épaisseur du matériau de protection contre l'incendie [ $\text{m}$ ];

$\Theta_a$  : la température de l'acier au temps  $t$  [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$\Theta_g$  : la température du gaz ambiant au temps  $t$  [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$\Delta\Theta_g$  : l'augmentation de la température du gaz ambiant pendant l'intervalle de temps [ $\text{K}$ ];

$\lambda_p$  : la conductivité thermique du système de protection contre l'incendie [ $\text{W/mK}$ ];

$\rho_g$  : le poids volumique du matériau de protection contre l'incendie [ $\text{kg/m}^3$ ].

Selon la norme EN 1993-1-2 (2005), la valeur de  $\Delta T$  ne doit pas être prise plus de 30 secondes. En outre, la zone  $A_p$  du matériel de protection contre l'incendie doit être considérée comme la zone de sa surface intérieure.

Matériaux de protection	$\rho$	$\lambda p$	$c_p$
Faible densité, fibres minérales	300	0,12	1200
Faible densité, Ciment vermiculite ou perlite	350	0,12	1200
Haute densité, vermiculite ou perlite avec ciment	550	0,12	1100
Haute densité, vermiculite ou perlite avec plâtre	650	0,12	1100
Laine minérale	150	0.2	1200
Peinture intumescente	0	0.01	0

Tableau XI.1: Matériaux d'isolation et de protection de l'acier.

IX.6.4 Facteur de massivité  $A_m/V$  des éléments

La protection des profilés métalliques dépend de leurs "facteur de massivité" section,  $\frac{A_m}{V}$  ( $m^{-1}$ ) :

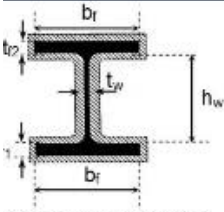


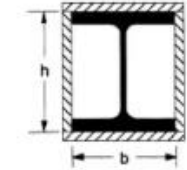



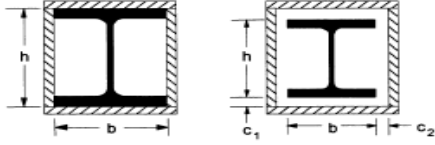
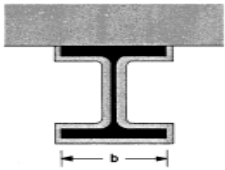
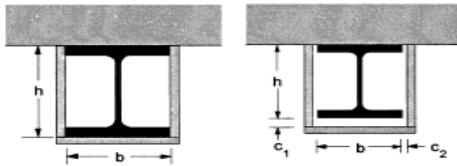
Cas	Exposition au feu	Facteur de massivité [ $A_p / V$ ] [ $m^{-1}$ ]
 <p>Protection en contour</p>		$\left[ \frac{A_p}{V} \right] = \frac{4b_f + 2(h_w + t_{f1} + t_{f2} - t_w)}{b_f t_{f1} + b_f t_{f2} + h_w t_w}$
		$\left[ \frac{A_p}{V} \right] = \frac{3b_f + 2(h_w + t_{f1} + t_{f2} - t_w)}{b_f t_{f1} + b_f t_{f2} + h_w t_w}$
 <p>Protection en caisson</p>		$\left[ \frac{A_p}{V} \right] = \frac{2b_f + 2h}{b_f t_{f1} + b_f t_{f1} + h_w t_w}$
		$\left[ \frac{A_p}{V} \right] = \frac{b_f + 2h}{b_f t_{f1} + b_f t_{f1} + h_w t_w}$

Figure XI.10 : Élément en acier non protégé exposé au feu.

Schéma	Description	Facteur de massivité ( $A_p/V$ )
	Enrobage d'épaisseur constante	$\frac{\text{périmètre d'acier}}{\text{aire de la section d'acier}}$
	Caisson d'épaisseur constante <sup>1)</sup>	$\frac{2(b+h)}{\text{aire de la section d'acier}}$
	Enrobage d'épaisseur constante, exposé au feu sur trois faces	$\frac{\text{périmètre d'acier} - b}{\text{aire de la section d'acier}}$
	Caisson d'épaisseur constante, exposé au feu sur trois faces <sup>1)</sup>	$\frac{2h+b}{\text{aire de la section d'acier}}$

*1) Il convient normalement que les dimensions des espaces  $c_1$  et  $c_2$  ne dépassent pas  $h/4$ .*

**Figure XI.11** : Facteur de massivité pour des éléments protégés et non protégé.

### IX.7. Méthodes de vérification au feu

Il existe plusieurs méthodes de calcul, on cite la vérification par la méthode mécanique, et la méthode de la température critique :

#### IX.7.1 Les actions mécaniques

Les actions sur les structures soumises au feu sont classées comme des actions accidentelles. Dès lors, les combinaisons d'actions à considérer sont des combinaisons dont les coefficients de pondération des charges sont réduits par rapport à ceux qui sont utilisés lors du dimensionnement à froid. En effet, la probabilité d'occurrence simultanée d'un incendie et de sollicitations extrêmes est très faible [12].

Ainsi pour fixer les idées :

$$\text{La combinaison à froid : } 1.35G + 1.5Q \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

$$\text{Deviens à chaud : } \sum \gamma_{GA} \cdot G_K + \psi_{1.1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2.i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d(t)$$

$G_k$ : Sont les valeurs caractéristiques des actions permanentes.

$Q_{k,1}$ : sont les valeurs caractéristiques d'une action variable (la principale).

$Q_{k,i}$ : Sont les valeurs caractéristiques des autres actions variables.

$A_d(t)$ : sont les valeurs admises des actions dues à l'exposition au feu selon les sections 4 et 5, suivant le cas.

$\gamma_{GA}$ : est égal au coefficient partiel de sécurité [1,0] pour les actions permanentes en situation Accidentelle

$\Psi_{1.1}, \Psi_{2.i}$  : Sont les coefficients de combinaison pour les bâtiments selon l'ENV 1991-1

Une autre notion largement utilisée dans les méthodes de calcul des Eurocodes est le niveau de chargement pour la situation d'incendie qui est définie comme :

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Avec :

$E_d$ : Effet de calcul des actions à température normale.

$E_{fi,d,t}$ : Effet de calcul des actions en situation d'incendie

Elle peut être déterminée d'une manière différente par :

$$\eta_{fi} = \frac{\gamma_{GA} + \Psi_{1.1} \cdot \varepsilon}{\gamma_G + \gamma_Q \cdot \varepsilon} \quad \text{Avec : } \varepsilon = \frac{Q_{k,1}}{G_k}$$

En général, l'application de ces combinaisons d'action conduit à une charge en situation d'incendie de l'ordre de 50 à 70 % de celle prise en compte lors du dimensionnement à froid

Le taux de chargement à chaud  $\eta_{fi}$  le plus élevé qui soit est 1/1,35 soit 0,74. En pratique, il y a toujours une petite charge d'exploitation qui donne le taux de chargement de 0,7.

### IX.7.2 Température critique

Les critères de déformation sont pris en compte ou lorsque des phénomènes d'instabilité doivent être pris en compte, la température critique  $\theta_{a,cr}$  de l'acier au carbone au temps  $t$  pour une distribution uniforme de la température dans un élément peut être déterminée pour un taux d'utilisation quelconque  $\mu_0$  au temps  $t = 0$  au moyen de l'expression :

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (\text{Où } \mu_0 \text{ ne peut pas être inférieur à } 0,013)$$



Pour des éléments de sections de Classe 1, Classe 2 ou Classe 3 et pour tous les éléments tendus, le taux d'utilisation  $\mu_0$  au temps  $t = 0$  peut être obtenu au moyen de :

$$\mu_0 = \eta_{fi} \left[ \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_{M1}} \right] k_1 k_2$$

Avec :

$\eta_{fi}$  : Coefficient de réduction pour le niveau de chargement donné par :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

$\gamma_{M,fi}$  : Coefficient de sécurité en situation d'incendie = 1

$\gamma_{M1}$  : Coefficient de sécurité en situation normale = 1.1

$k_1 k_2$  : Facteurs d'adaptation pour des poutres à température non uniforme avec un gradient thermique en section ( $k_1$ ) ou/et sur la longueur ( $k_2$ )

Les valeurs de  $k_1$  et  $k_2$  sont données dans le tableau suivant :

Section		k1
Non protéger	Exposées sur 4 face	1
	Exposées sur 3 face	0,7
Protéger	Exposées sur 4 face	1
	Exposées sur 3 face	0,85
Poutre		k2
Hyperstatique		0,85
Isostatique		1

**Tableau XI.2:** Facteurs d'adaptation pour des poutres  $k_1$ ,  $k_2$ .

## IX.8. Vérification au feu dans le domaine thermique (température critique) et mécanique.

### IX. 8.1 Présentation de l'application de calcul

Cette partie de chapitre décrit le programme de calcul qui a été développé pour la conception au feu des éléments structurels selon le modèle de calcul simple donné dans l'EN 1991-1-2 (2002).

Une application personnalisée a été développée au cours d'un projet de fin d'étude intitulé « Conception d'un bâtiment multifonctionnel en charpente métallique de R+5 avec étude comparative sous feu normal et naturel » de la part de Mr. Amrar Abdel Aziz pour le calcul de feu nominale. Le programme a été développé à l'aide de Visual Basic for Application (VBA), compatible avec les versions de Microsoft EXCEL.

- HONO 1.0 (Nominal Fire Curves) :

La figure III.2 représente le programme de calcul des courbes nominales.

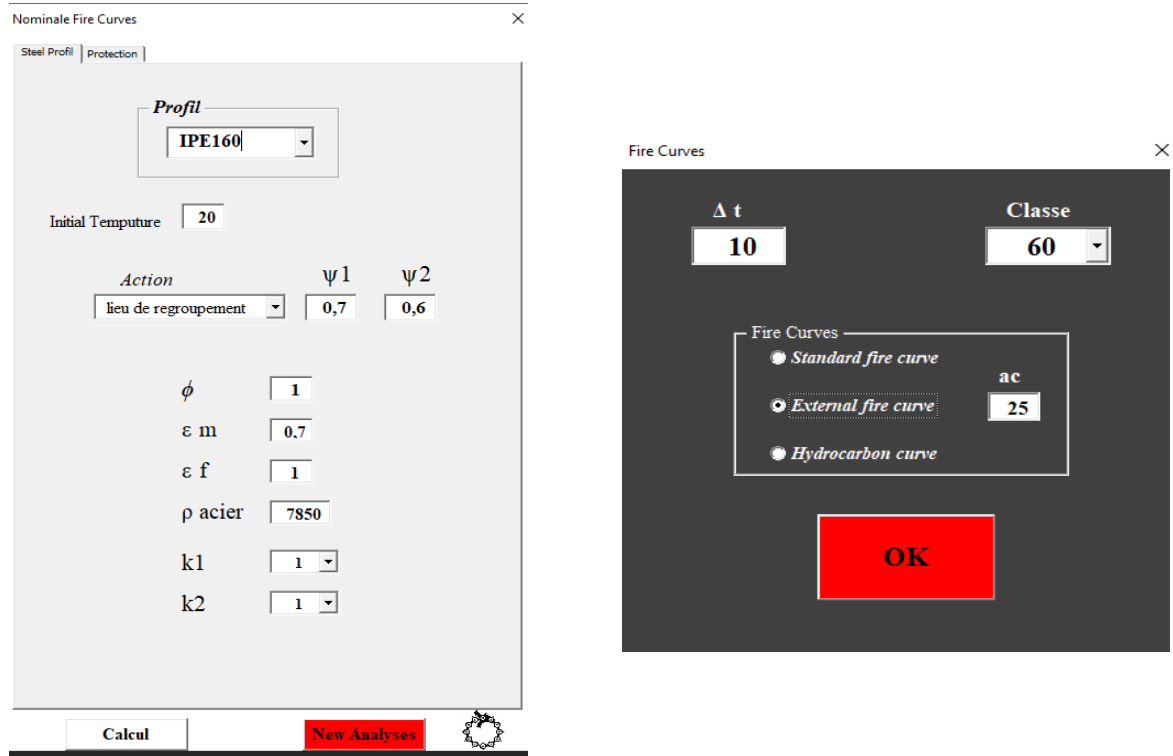


Figure XI.12 : Programme des courbes nominales.

**IX.8.2. Méthode de la température critique :**

Vérification de la toiture en charpente métallique du stade de football étudié, La température du feu normalisé est appliquée aux pannes IPE160 de portée de 6m de classe de résistance de R60:

Profilé	$\theta_0(^{\circ}\text{C})$	Action		$\phi$	$\epsilon m$	$\epsilon f$	K1	K2	$\Delta t(s)$	Classe (min)
		$\Psi 1$	$\Psi 2$							
IPE160	20	0.7	0.6	1	0.7	1	1	1	10	60

Tableau XI.3 : données utilisées pour déterminer la courbe d'échauffement du profilé.

Avec aucune protection vis-à-vis de l'incendie.

On doit calculer la température critique  $\theta_{a,cr}$  et la comparer avec la température d'échauffement maximale  $\theta_{max}$  :

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482$$

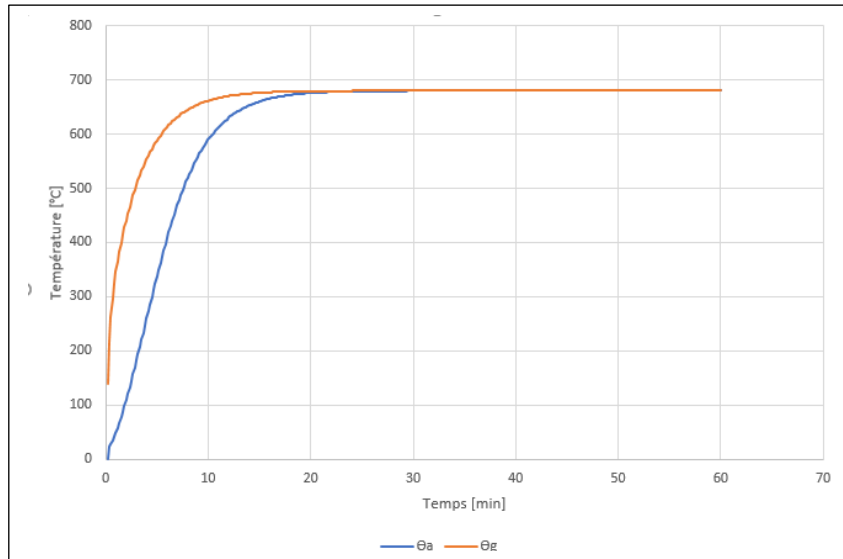
Avec le taux d'utilisation  $\rightarrow \mu_0 = \eta_{fi} \left[ \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_{M1}} \right] k_1 k_2$  et  $\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$

$$\eta_{fi} = \frac{0.3323 + 0.3 \times 0.44}{1.35 \times 0.3323 + 1.5 \times 0.44} \rightarrow \eta_{fi} = 0.42$$

Avec :  $k_1 = 1, k_2 = 1.$

$$\mu_0 = 0.42 \left[ \frac{1}{1.1} \right] 1 \times 1 \rightarrow \mu_0 = 0.38$$

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \cdot 0.38^{3.833}} - 1 \right] + 482 \rightarrow \theta_{a,cr} = 628 \text{ } ^\circ\text{C}.$$



**Figure XI.13 :** Courbe d'évolution de la température de gaz et la température de la surface de l'élément.

la température maximale  $\theta_{max}$  d'une valeur de  $680^\circ\text{C}$ .

$$\theta_{max} = 680^\circ\text{C} \geq \theta_{a,cr} = 628^\circ\text{C} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

La stabilité au feu de la panne en IPE160 de classe (R60 = 60 minutes) n'est pas vérifiée, Pour ne pas augmenter la section du profilé, on a préféré d'utiliser une peinture intumescente de 1mm d'épaisseur comme outil de protection vis-à-vis de l'incendie.

On obtient une température maximale qui vos :  $\theta_{max} = 608^\circ\text{C} \leq \theta_{a,cr} = 628^\circ\text{C}$

Donc la stabilité au feu de la panne IPE160 est vérifiée avec une épaisseur de 1mm de peinture intumescente à un feu de classe R60.

### IX.8.3. Méthode de calcul mécanique

On doit vérifier la panne en IPE160 à température élevé

- **Chargement**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{sd} \\ V_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times V_{sd} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{fi,Ed} = 0.42 \times 19.7 = 8.274 \text{ KN.m} \\ V_{fi,Ed} = 0.42 \times 12.7 = 5.334 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Results ×

Results Analysis Mechanical analysis

Time [s]	$\Theta_a$	$\Theta_g$	$h_{net,c}$	$h_{net,r}$	$h_{net}$
10	20	140,472	3011,804	867,505	3879,309
20	21,11	214,247	4828,479	1940,091	6768,570
30	22,88	262,723	5996,073	2965,018	8961,091
40	25,08	297,287	6805,291	3884,798	10690,089
50	27,56	324,007	7411,224	4718,056	12129,281
60	30,25	346,128	7896,928	5496,156	13393,085
70	33,11	365,396	8307,184	6243,902	14551,085
80	36,10	382,759	8666,414	6977,048	15643,462
90	39,21	398,740	8988,202	7704,269	16692,472
100	42,42	413,636	9280,345	8429,540	17709,885
110	45,72	427,623	9547,533	9153,968	18701,501
120	49,10	440,812	9792,780	9877,019	19669,799
130	52,55	453,277	10018,180	10597,288	20615,468
140	56,06	465,075	10225,312	11312,964	21538,276
150	59,63	476,250	10415,455	12022,106	22437,561
160	63,25	486,838	10589,705	12722,801	23312,505
170	66,91	496,874	10749,038	13413,247	24162,285
180	70,61	506,386	10894,344	14091,805	24986,149
190	74,35	515,404	11026,448	14757,013	25783,460
200	78,11	523,953	11146,119	15407,592	26553,711
210	81,89	532,058	11254,079	16042,448	27296,527
220	85,70	539,742	11351,008	16660,658	28011,666
230	89,52	547,026	11437,548	17261,463	28699,011
240	93,36	553,932	11514,304	17844,256	29358,560
250	97,21	560,480	11581,845	18408,569	29990,415
260	101,06	566,687	11640,713	18954,061	30594,774
270	104,92	572,572	11691,415	19480,505	31171,921
280	108,77	578,152	11734,434	19987,779	31722,214
290	112,63	583,441	11770,225	20475,852	32246,077
300	116,49	588,456	11799,216	20944,776	32743,991

Figure XI.14 : Résultat des valeurs du flux thermique pour chaque 10s.

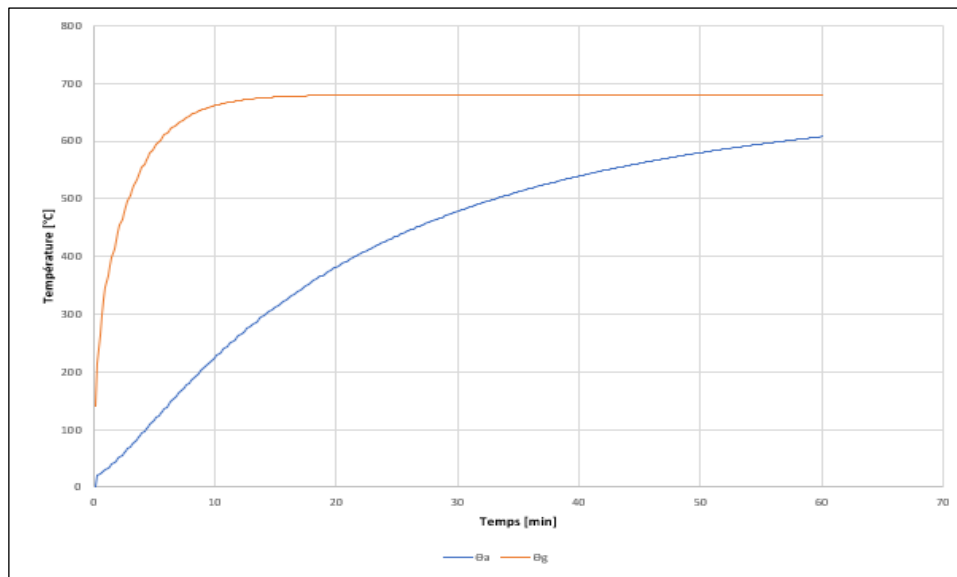


Figure IX.15: Courbe d'évolution de la température du gaz et la température de la surface de l'élément.

D'après les résultats obtenus , la valeur du facteur de réduction est égale à  $k_{y,\theta} = 0.451$

- **Vérification de la section à température élevée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = \frac{1}{k_1 \times k_2} k_{y,\theta} \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{\eta fi}} \\ V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{fi,rd} = \frac{1}{1 \times 0.85} \times 0.451 \times \frac{123.9 \times 10^3 \times 275}{1} \\ V_{fi,Rd} = 0.42 \frac{9.66 \times 10^2 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \end{array} \right.$$

Avec :

$k_1 = 1$  (poutre protégée exposée sur 4 faces) ;

$k_2 = 0.85$  (poutre hyper statique) ;

$\gamma_{\eta fi} = 1$  ;

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fi,Ed} = 9.73 \text{ KN.m} \leq M_{fi,rd} = 15.36 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ V_{fi,Ed} = 5.334 \leq V_{fi,Rd} = 64.41 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

### IX.9. Conclusion

La vérification au feu est une étape primordiale pour la stabilité des éléments en charpente métallique vu sa grande conductivité à température élevée.

Nous nous sommes arrivés donc à conclure que changer les profilés pour vérifier une résistance au feu sur-dimensionnera les éléments d'une façon abusive, donc la solution est d'opter à protéger l'élément métallique par une peinture intumescente.

# CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'engager dans la vie professionnelle. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du génie civil.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un stade, ainsi que le choix de ces éléments et leur dimensionnement.

Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi que l'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale, on a modélisé la structure en utilisant le logiciel « SAP2000 ».

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure, le calcul des assemblages est fait manuellement.

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par RPA99 ver2003 et BAEL99, seulement la section minimale du ferrailage a été choisi par l'application SOCOTEC.

Le calcul des voiles de contreventement a été fait par la méthode réglementaire de l'ACI 318-02 qui considère l'élément poteau-voile comme un élément composé travaillant en flexion composé, tout en respectant les exigences des RPA99 ver2003

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges prévenant de la structure. Tout le calcul a été fait manuellement.

Le dernier chapitre été consacré à la vérification des éléments de la toiture en charpente métallique vis-à-vis de l'incendie, on a déterminé les températures maximales et critiques que peut atteindre l'incendie pour étudier la résistance des éléments vis-à-vis de ce dernier, dans notre cas les éléments n'ont pas été vérifiés, on a opté pour une peinture intumescence de 1mm d'épaisseur pour assurer une classe de résistance de R60.

## REFERENCES

- [1] CGS, Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003, Document technique réglementaire, DTR-BC 2.48, Centre national de recherches appliquées en génie parasismique, Alger, 2004.
- [2] DTR-BC 2.2 Charges permanentes et Charges d'exploitation, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [3] BAEL, 91 Jean-Pierre Mougín, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000. [2] [DTR CBA.93 C 2-41] Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- [4] ACI 318-02 : Building Code Requirements for Structure Concrete.
- [5] Dr TALEB R, ELdjouzi.B. Dimensionnement des voiles en BA par la méthode américaine.
- [6] Note de calcul appliquée par le bureau d'études étatique BEREP (étude de fondations).
- [7] Règlement neige et vent R.N.V 19997, Document technique réglementaire, DTR-C 2-4.7, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger, 1999.
- [8] CGS, Règle de conception et de calcul des structures en acier CCM97, Document technique réglementaire, DTR-BC 2.44, Centre national de recherches appliquées en génie parasismique, Alger, 1997.
- [9] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [10] EN 1993-1-8 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints.
- [11] CIDECT: design guide: For circular hollow, section (CHS).
- [12] EN 1993-1-2 : 2003 Eurocode, Calcul des structures en acier, partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu.
- [13] IR JEAN-FRANÇOIS DENOEL. Sécurité incendie et constructions en béton, FEBELCEM Fédération de l'industrie cimentière belge, [www.febelcem.be](http://www.febelcem.be)



## ANNEXE 1

### 3 Calcul des voiles par la méthode règlementaire (ACI 318-05) :

Lorsque  $P_u$  est un effort de compression axial ou excentré de  $e \leq a/6$ , le voile est stable vis-à-vis du flambement si 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.

$\Phi$  : facteur de réduction ( $\Phi = 0,70$ )

$A_g$  : section transversale brute du voile

$h_s$  : Hauteur libre de chaque niveau.

$a$  : L'épaisseur du mur

$f_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

$K$  : coefficient de flambement

$$K = \frac{l_f}{l}$$

Soit :

$l$  :  $h_s$

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeur de k	
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	<b>0,80</b>	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

**Tableau V.54** : Valeurs de ( $l_f/l$ )

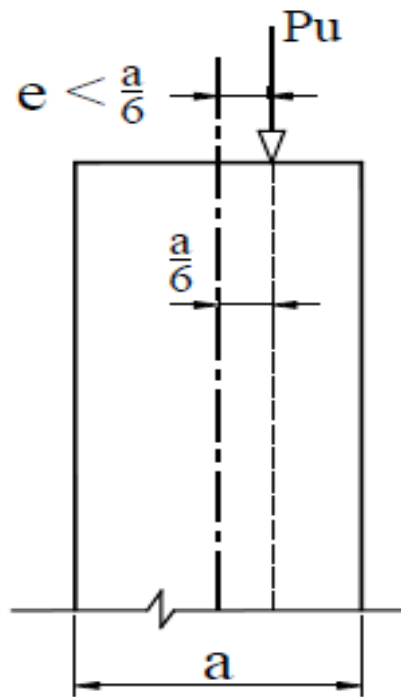


Figure V.3 :Etat d'un mur en compression

## 2 justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale

### a) Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximale entre axe des armatures	$\leq \min (lw/5 ; 3a ; 45\text{cm})$	$\leq \min (lw/ 3 ; 3a ; 45\text{cm})$

Armatures minimales Pourcentages minimales	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ $\rho_h \geq 0.0025$	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$ $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$
---	--	--

**Tableau V.55** : Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

$h_w$  : Hauteur totale du voile mesuré a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

$\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mu

- la section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde de mur considérée dans le cas de la compression.
- la section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**b) Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance**

Les murs sismiques primaires doivent être dimensionnés dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$$

Tel que :

$$P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e \quad \text{et} \quad A_g = a \cdot l_w$$

$P_o$  : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

$A_g$  : section transversale brute du voile.

$A_s$  : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

$a$  : épaisseur du voile.

$f_e$  : contrainte élastique de l'acier.

$f_{bc}$  : contrainte admissible du béton.

On peut prendre pour la simplicité des calculs  $A_s=0$  donc  $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot A_{g_e}$  ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales  $A_{sv} \geq \rho_v \cdot I_w \cdot a$

### 3. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Pourcentage minimale des armatures en dehors des zones de rives

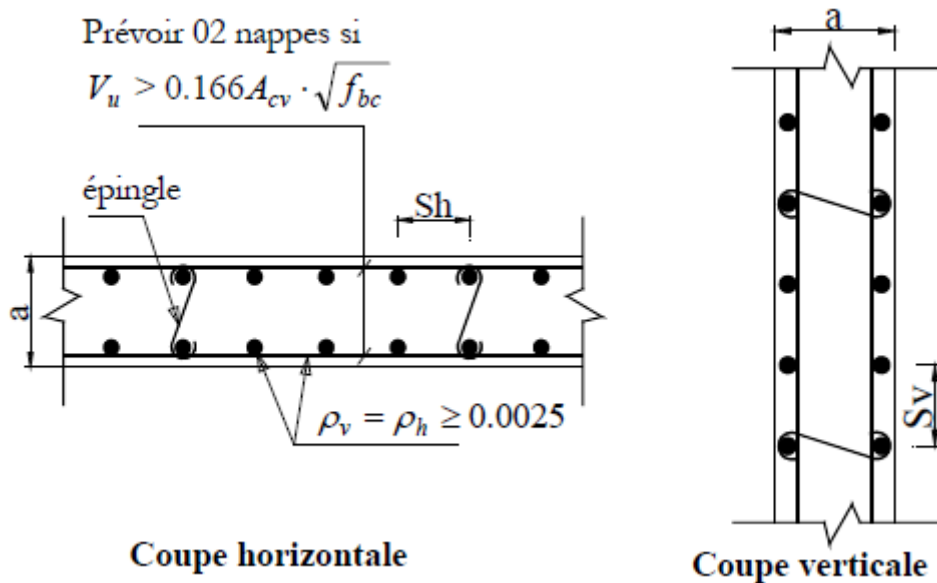


Figure V.4 :disposition des armatures de l'âme du voile [8]

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage des armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0.166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Ou $a \geq 25$ cm	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0.0025$  En 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles   Espacement : $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	$V_u < 0,664.A_{cv}.\sqrt{f_{bc}}$  Il faut que : $\Phi V_n > V_u$  $\Phi = 0,75$  $V_n = A_{cv} \cdot (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$  $a_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$  $a_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$  Il y a lieu d'interpoler les valeurs de $a_c$ , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ $A < 25$ cm	Armature verticale : - $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA  Armatures horizontale : - $\rho_h \geq 0,002$ avec des barres HA16 - $\rho_h \geq 0,0025$ autres barres HA   Espacement : $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$  $V_n = A_{cv} (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$

**Tableau V.56** : justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

$A_{cv}$  : Section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant  $A_{cv} = a.100$  .

$\Phi = 0,75$  : coefficient de sécurité.

$V_u$  : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique

$V_n$  : Effort tranchant nominale de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant

$a_c$  : Coefficient dépendant de l'élançement du mur

$\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

$\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

$\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

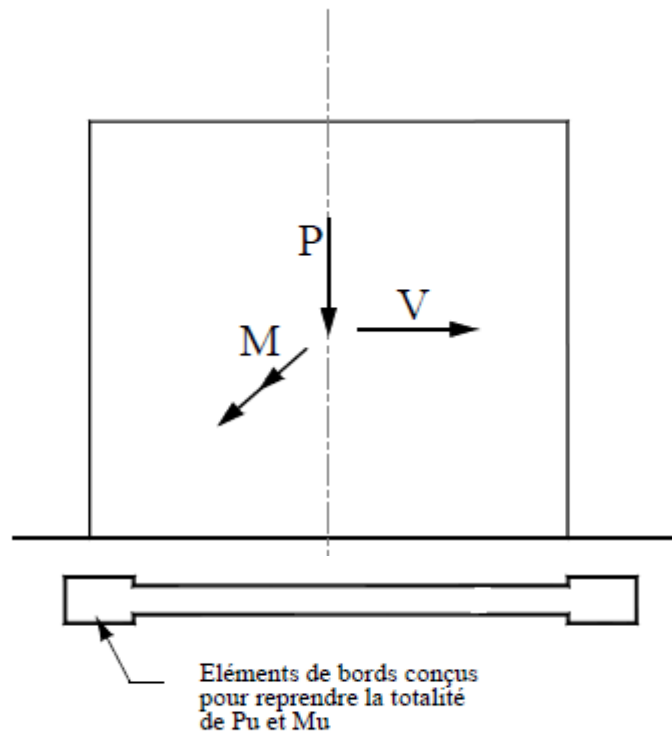
$h_w$  : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

$l_w$  : Longueur du mur en plan.

#### ❖ Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux deux extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normale  $P_u$  et le moment fléchissant  $M_u$ , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.



**Figure V.5** :les sollicitations dans un voile[8]

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérale plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones, les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

On définit les zones confinées de rives de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur  $L_{bz}$  mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause des déformations importantes de compression.

#### ❖ Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

On utilise pour la détermination des éléments de rive l'approche de «**BOUNDARY ELEMENT**» qui prescrit :

Un élément de rive conçu spécialement si :

$$\frac{P_u}{A_g} \geq 0,2 \cdot f_{bc}$$



Dimensionnement de rives (boundary zones)

$$L_{bz} = 0,25 \cdot l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,35$$

$$L_{bz} = 0,15 \cdot l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,15$$

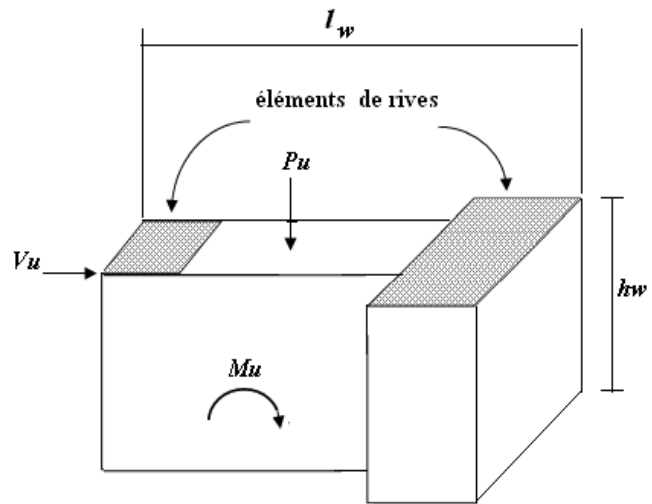


Figure V.6 : Etat de contraintes dans un mur [8]

Pour des valeurs de  $\frac{P_u}{P_o}$  compris entre 0,15 et 0,35 il y a lieu d'interpoler linéairement

La longueur minimale des éléments de rive  $L_{bz} = 0,15 l_w$

Il n'y a pas de condition selon le code **ACI 318-05** pour une épaisseur minimale  $T_{bz}$  des éléments de rive de mur, mais on peut se référer à l'**EUROCODE 8** qui prévoit les dimensions minimales suivantes :

$$-T_{bz} \geq 200 \text{ mm} \text{ et } T_{bz} \geq \frac{h_s}{15} \text{ ; } h_s \text{ : la hauteur d'étage. [9]}$$

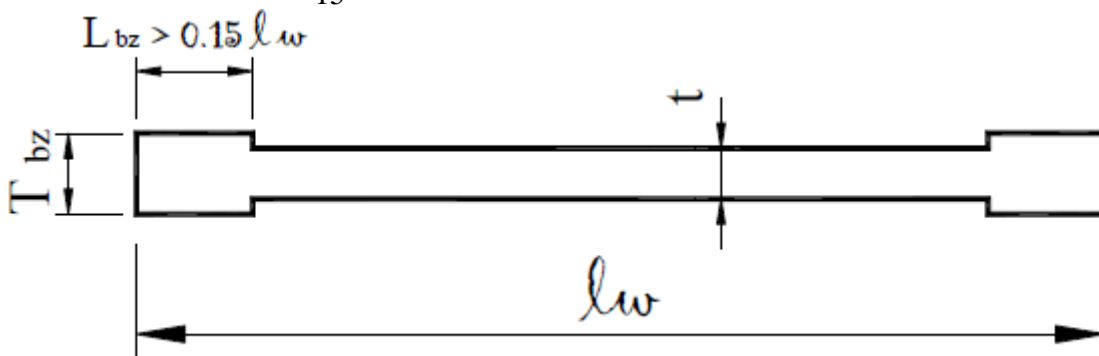


Figure V.7 : longueur minimale des éléments de rive confinés [8]



### ❖ Armatures de résistance à la flexion composée

On calcul la section d'armature nécessaire pour une section en (I,U ..), sollicitée en flexion composée.

Les armatures choisit seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment  $M_u$  est réversible.

### ❖ Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives

- Le pourcentage des armatures longitudinales de rive doit être  $\geq 0,5\%$

$$\rho_V \geq 0,005 \text{ C'est-à-dire : } A_{CV} \geq 0,005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz}$$

- La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

$$\text{Sens x-x : } h_x = 30 \text{ cm ,}$$

$$\text{Sens y-y : } h_y = \min(L_{bz}/4 , 10 + [(35 - h_x)/3]) \text{ cm}$$

Selon **RPA -99V2003** : le pourcentage min est 0,2% avec un espacement max de 15 cm.

Selon **EUROCODE 8** : le pourcentage min est 0,5% avec un espacement max de 15 cm.

### ❖ Armatures transversales dans la zone de confinement :

Les armatures de confinement doivent être présentées sur toute la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique en plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur  $L_{bz}$ .

La section des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_{sh}^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage})$$

Tel que :

$A_{sh}^t$  : Section des armatures transversales totale.

$f_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

$f_e$  : Contrainte élastique des armatures transversales.

$S_t$  : Espacement verticale des cadres avec :

$$S_t = \min \begin{cases} 0,25 \times L_{bz} \\ 6d_b \\ S_x \end{cases} \quad d_b : \text{diametre min de } A_{sv}$$

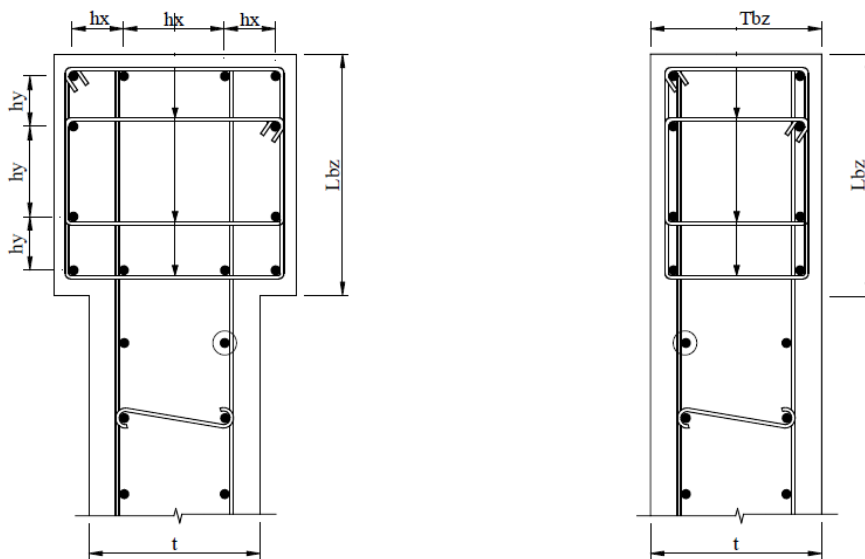
Et :

$$10 \text{ cm} \leq S_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$$

$h_x$  : Espacement dans le sens x – x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement

Le diamètre minimal est :

$$\phi_{st} \geq 0,35.d_{bl.\max}$$

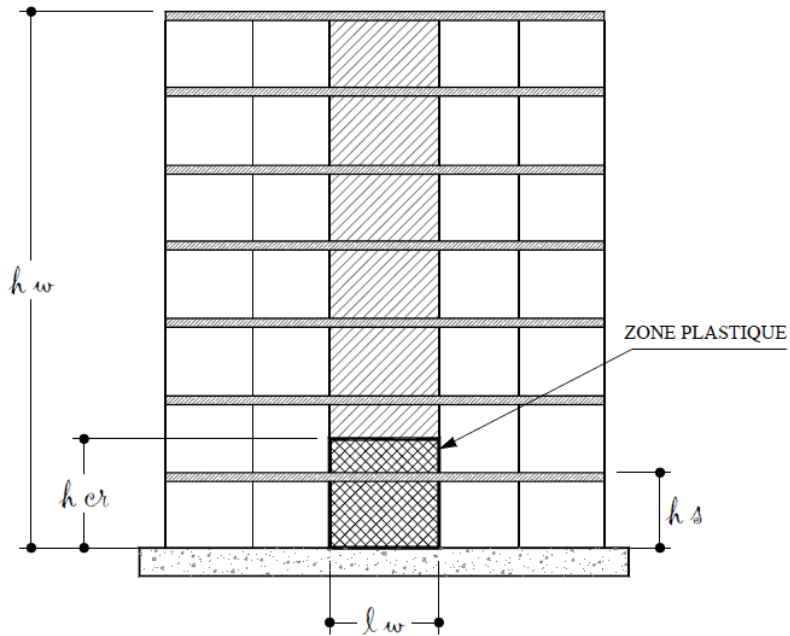


**Figure V.8** : Détail de confinement de l'élément de bord[8]

❖ hauteur de la zone critique

La hauteur  $h_{cr}$ , où se produisent les déformations plastiques, appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimé par :

$$h_{cr} = \max [l_w; (Mu / 4Vu)]$$

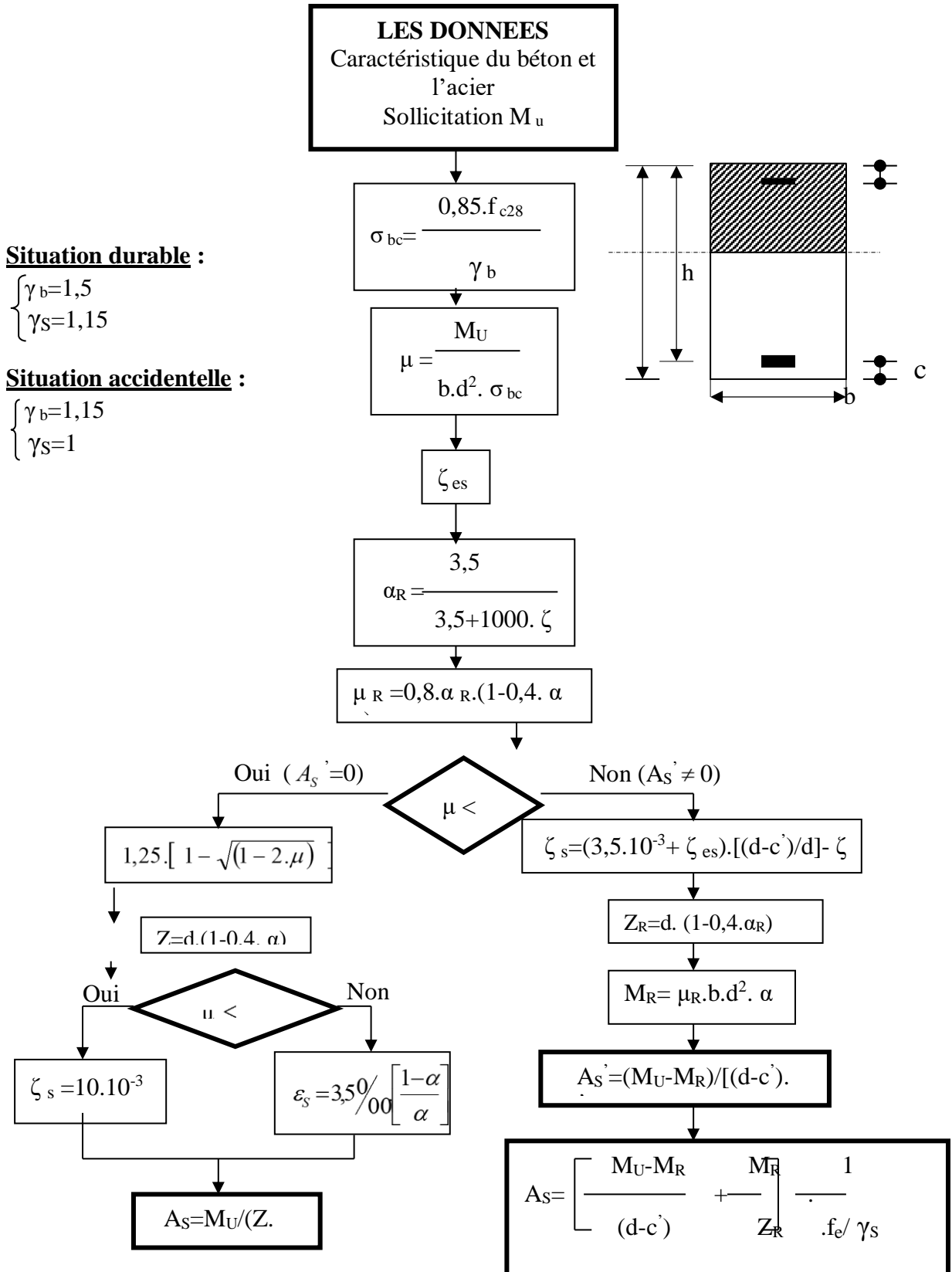


FigureV.9 : Hauteur de la zone critique[8]

ANNEXE02

**ORGANIGRAMME -I-**

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



## ANNEXE 03

described in CIDECT Design Guide No. 1 (Wardenier et al. 1991). Using the symbols shown in figure 11.1 (and incorporating a resistance factor of 0.9):

$$\text{Flange plate thickness, } t_p \geq \sqrt{\frac{2N^+}{0.9 f_{p,y} G f_3}} \dots\dots\dots 11.1$$

$$\text{Number of bolts, } n \geq \frac{N^+}{0.9 N_b^*} \left( 1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \ln(r_1/r_2)} \dots\dots\dots 11.2 \right) \dots\dots\dots$$

where  $f = \frac{1}{3} \frac{1}{2k_1} \left( k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4 k_1} \right)$

$k_1 = \ln(r_2/r_3)$        $k_3 = k_1 + 2$        $\ln = \text{natural logarithm } r_1$

$= d_c/2 + 2e_1$        $r_2 = d_c/2 + e_1$        $r_3 = (d_c - t_c)/2$

$e_1 = e_2$  is another condition for this simplified method

$N_b^*$  = bolt tension resistance, with no allowance for prying forces  $f_{p,y}$  = yield

strength of the flange plate material

The term  $\left( \frac{1}{f_3 \ln(r_1/r_2)} - 1 \right)$  in the inequality 11.2 represents the prying ratio per bolt.  $f_3$

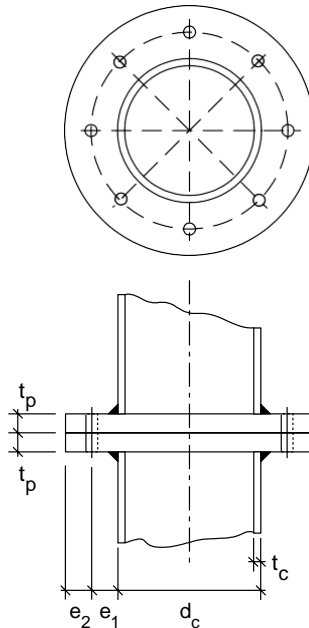


Figure 11.1 – Circular column with site bolted end plates